

**UNIVERSIDADE FEDERAL DO PARANÁ - UFPR**

**AVALIAÇÃO DO DESEMPENHO ESTRUTURAL DE VIGAS DE CONCRETO  
ARMADO REFORÇADAS COM LÂMINAS DE CFRP TENSIONADAS**

**CURITIBA**

**2003**

**CELCIO JOSÉ ESCOBAR**

**AVALIAÇÃO DO DESEMPENHO ESTRUTURAL DE VIGAS DE CONCRETO  
ARMADO REFORÇADAS COM LÂMINAS DE CFRP TENSIONADAS**

Dissertação apresentada como requisito  
parcial à obtenção do título de mestre em  
Construção Civil, setor de Engenharia,  
Universidade Federal do Paraná.

Orientador: Dr. Marcos Antonio Marino

**CURITIBA**

**2003**

## **TERMO DE APROVAÇÃO**

CELCIO JOSÉ ESCOBAR

### **REFORÇO À FLEXÃO DE VIGAS DE CONCRETO ARMADO COM LÂMINAS DE CFRP TENSIONADAS**

Tese aprovada como requisito parcial para obtenção do grau de mestre em Construção Civil, setor de Engenharia, da Universidade Federal do Paraná, pela seguinte banca examinadora:

Orientador            Profº. Dr. Marcos Antonio Marino, Ph.D  
Setor de Tecnologia, UFPR

Profº. Daniel Domingues Loriggio, Dr.  
Setor de Tecnologia, UFSC

Profº. Elisabeth Penner, Dra.  
Departamento Acadêmico de Construção Civil, CEFET-PR

Profº. Antônio Stramandinoli Júnior, Msc.  
Setor de Tecnologia, UFPR

Profº. Raul Osório de Almeida, Eng.  
Consultor Independente

Curitiba, 30 de outubro de 2003

Aos meus filhos Eric e Thaís, pelas muitas  
noites em que adormeceram ao lado da minha  
mesa de trabalho;

## **AGRADECIMENTOS**

Ao professor Marcos Antônio Marino pela orientação e colaboração imprescindível na realização deste trabalho;

Ao professor Rui Medeiros pela confiança e amizade de longa data;

Ao professor Antônio Stramandinoli Jr. pelo incentivo e pela atenção dispensada desde o início.

A todos os funcionários do Laboratório de Tecnologia de Concreto da Itaipu Binacional e em especial Sr. Gilmar Fabro pela intensa colaboração na realização dos ensaios;

À empresa Sika do Brasil pelo fornecimento dos materiais de reforço;

Aos colegas Edison Sahd e Carmen Loro pelo companheirismo e ajuda inestimável em longos dias de estudos;

À todos os meus familiares que muito colaboraram neste trabalho;

À Deus que sempre esteve ao meu lado.

## SUMÁRIO

<b>LISTA DE SIMBOLOS.....</b>	<b>ix</b>
<b>LISTA DE TABELAS.....</b>	<b>xv</b>
<b>LISTA DE FIGURAS.....</b>	<b>xvi</b>
<b>RESUMO.....</b>	<b>xx</b>
<b>ABSTRACT.....</b>	<b>xxi</b>
<b>CAPÍTULO 1 – OBJETIVO.....</b>	<b>01</b>
1.1 CONSIDERAÇÕES GERAIS.....	01
1.2 OBJETIVOS.....	02
1.3 ORGANIZAÇÃO DO TRABALHO.....	02
<b>CAPÍTULO 2 – HISTÓRICO SOBRE A UTILIZAÇÃO DE POLÍMEROS REFORÇADOS COM FIBRAS.....</b>	<b>05</b>
2.1 CRONOLOGIA.....	05
2.2 ESTUDOS ANALÍTICOS.....	06
2.3 ESTUDOS EXPERIMENTAIS.....	08
<b>CAPÍTULO 3 – CONSIDERAÇÕES PRELIMINARES SOBRE A RECUPERAÇÃO E O REFORÇO DE ESTRUTURAS DE CONCRETO.....</b>	<b>13</b>
3.1 PATOLOGIA DAS ESTRUTURAS.....	13
3.2 REFORÇO DE ESTRUTURAS DE CONCRETO ARMADO COM UTILIZAÇÃO DE SISTEMAS COMPÓSITOS COM FIBRAS DE CARBONO.	15
<b>CAPÍTULO 4 – MATERIAIS COMPÓSITOS UTILIZADOS EM REFORÇO ESTRUTURAL.....</b>	<b>18</b>
4.1 INTRODUÇÃO.....	18
4.2 MATERIAIS COMPONENTES.....	18
4.2.1 Matrizes .....	18
4.2.2 Fibras.....	19
4.2.2.1 Fibras de vidro.....	20
4.2.2.2 Aramida.....	20

4.2.2.3 Fibras de carbono.....	21
4.3 COMPÓSITOS REFORÇADOS COM FIBRAS DE CARBONO.....	22
4.4 LAMINADOS DE CFRP.....	24
4.5 RESINAS EPOXÍDICAS.....	25
4.6 CONSIDERAÇÕES SOBRE COMPÓSITOS REFORMADOS COM FIBRAS DE CARBONO.....	27
4.7 COMPORTAMENTO NA RUPTURA.....	27

<b>CAPÍTULO 5 – PROCEDIMENTOS PARA A APLICAÇÃO DE REFORÇOS COM LÂMINAS DE CFRP PRÉ-TENSIONADAS.....</b>	<b>31</b>
5.1 INTRODUÇÃO.....	31
5.2 ESTRUTURAS DE CONCRETO PROTENDIDO.....	31
5.3 RECUPERAÇÃO E/OU REFORÇO DE ESTRUTURAS DE CONCRETO COM CFRP.....	33
5.4 LAMINADOS DE CFRP PRÉ-TENSIONADOS.....	36
5.4.1 Solicitações Normais.....	38
5.4.2 Solicitações Tangenciais.....	40
5.5 PROCEDIMENTOS PARA APLICAÇÃO DE UM REFORÇO COM LÂMINAS PRÉ-TENSIONADAS.....	43
5.6 <i>NEAR SURFACE MOUNTED REINFORCEMENT</i> NSRM PARA APLICAÇÃO NO REFORÇO COM LÂMINAS PRÉ-TENSIONADAS.....	44
5.7 COMPARAÇÃO ENTRE REFORÇOS DE CFRP COLADOS EXTERNAMENTE.....	45

<b>CAPÍTULO 6 – REFORÇO À FLEXÃO – CRITÉRIOS DE DIMENSIONAMENTO PARA EMPREGO DA LÂMINA PRÉ-TENSIONADA.....</b>	<b>49</b>
6.1 INTRODUÇÃO.....	49
6.2 COEFICIENTE DE SEGURANÇA À FLEXÃO PARA O REFORÇO.....	50
6.3 TIPOS DE RUPTURA DE VIGAS REFORÇADAS.....	54
6.4 CRITÉRIOS PARA DIMENSIONAMENTO.....	57
6.4.1 Reforço à Flexão Segundo o ACI.....	58
6.4.2 Reforço à Flexão Segundo a FIB.....	64
6.4.3 Reforço à Flexão Segundo a JSCE.....	67

<b>CAPÍTULO 7 – DIMENSIONAMENTO DO REFORÇO DE VIGAS DE CONCRETO</b>	69
7.1 FUNDAMENTOS	69
7.2 ESTADO LIMITE ÚLTIMO – DOMÍNIOS DA NBR 6118	69
7.2.1 Domínios 2, 3 e 4	69
7.2.2 Recomendações da NBR 6118	71
7.3 TENSÕES NA REGIÃO DE CONCRETO COMPRIMIDO	73
7.4 VARIÁVEIS ADIMENSIONAIS – ELU	74
7.4.1 Elementos Geométricos de Seções Retangulares	74
7.4.2 Diagrama Adimensional Tensão – Deformação do Aço	75
7.4.3 Diagrama Adimensional Tensão-Deformação da Fibra de Carbono	78
7.5 EQUAÇÕES GERAIS	81
7.5.1 Posição da Linha Neutra e Condição de Segurança	81
7.5.2 Valor Aproximado de $A_f$	84
7.5.3 Processo Iterativo	85
7.5.4 Programa VRFC ( Vigas Reforçadas com Fibra de Carbono)	87
7.6 DEFORMAÇÕES ESPECÍFICAS DA FIBRA DE CARBONO ANTERIORES AO REFORÇO	88
7.6.1 Deformações Específicas do Concreto Anteriores ao Reforço	88
7.6.2 Deformação Específica da Fibra de Carbono Dependente do Carregamento anterior ao Reforço	92
7.6.3 Pré-Alongamento da Fibra de Carbono	92
7.6.4 Considerações das Deformações Específicas da Fibra de Carbono Devidas ao Carregamento Anterior ao Reforço e ao Pré-Alongamento	93
<b>CAPÍTULO 8 – ANCORAGEM</b>	98
8.1 CONSIDERAÇÕES GERAIS	98
8.2 EQUAÇÕES DE ANCORAGEM	101
8.3 ANCORAGEM COM LÂMINAS PRÉ-TENSIONADAS	106
<b>CAPÍTULO 9 –ESTUDO EXPERIMENTAL</b>	110
9.1 INTRODUÇÃO	110
9.2 MATERIAIS	113



9.2.1 Concreto.....	113
9.2.2 Aço.....	115
9.2.3 Tecido de Fibras de Carbono.....	115
9.2.4 Resina Epóxidica.....	116
9.3 DESCRIÇÃO DAS VIGAS ANTES DO REFORÇO.....	117
9.3.1 Características Geométricas e Mecânicas.....	117
9.3.2 Resistência Teórica das Vigas Antes do Reforço.....	118
9.3.2.1 Resistência à flexão.....	119
9.3.2.2 Resistência à fora cortante.....	119
9.3.2.3 Resultados encontrados.....	120
9.4 FORMAS.....	121
9.5 CONCRETAGEM.....	123
9.6 DESCRIÇÃO DAS VIGAS REFORÇADAS.....	123
9.6.1 Reforço à Flexão.....	123
9.6.2 Aplicação do Reforço.....	125
9.7 INSTRUMENTAÇÃO DAS VIGAS.....	125
9.8 EXECUÇÃO DOS ENSAIOS DAS VIGAS.....	126

## **CAPÍTULO 10 – APRESENTAÇÃO E ANÁLISES DOS RESULTADOS DOS ENSAIOS.....**

10.1 CONSIDERAÇÕES GERAIS.....	128
10.2 DESCRIÇÃO DOS ENSAIOS.....	128
10.2.1 Viga de Referência (V6).....	130
10.2.2 Viga V1.....	130
10.2.3 Viga V2.....	133
10.2.4 Viga V3.....	136
10.2.5 Viga V4.....	137
10.2.6 Viga V5.....	140
10.2.7 Viga V7.....	142
10.2.8 Viga V8.....	144
10.3 COMPARAÇÃO DOS RESULTADOS.....	147
10.3.1 Comparação das Cargas de Ruptura.....	147
10.3.2 Comparação das Flechas Obtidas.....	152

10.3.3 Comparação das Fissuras Encontradas.....	153
<b>CAPÍTULO 11 – CONCLUSÕES.....</b>	<b>154</b>
<b>REFERÊNCIAS.....</b>	<b>157</b>
<b>ANEXOS.....</b>	<b>162</b>
ANEXO 1 FOTOS DO ESTUDO EXPERIMENTAL.....	223
ANEXO 2 ENSAIOS DO AÇO.....	225
ANEXO 3 ENSAIOS DOS CORPOS DE PROVA.....	228
ANEXO 4 PROCESSO DE PULTRUSÃO.....	231
ANEXO 5 PROCEDIMENTOS DE EXECUÇÃO.....	233
ANEXO 6 RESISTÊNCIAS TEÓRICAS	
CALCULADAS PELO PROGRAMA VRFC.....	243
ANEXO 7 COMPRIMENTO DE ANCORAGEM.....	249

## LISTA DE SÍMBOLOS

### LETRAS ROMANAS

- $A_f$  – Área da seção transversal do tecido de fibra de carbono;
- $A_s$  – Área da seção da armadura longitudinal de tração;
- $A'_s$  – Área da seção da armadura longitudinal de compressão;
- $A_{sw}$  – Área da seção de um estribo;
- $b$  – Largura da seção;
- $b_f$  – Largura do compósito de fibra de carbono;
- $c$  – Cobrimento;
- $CFRP$  – Compósito de Fibra de Carbono;
- $d$  – Altura útil da seção;
- $E_c$  – Módulo de elasticidade do concreto;
- $E_f$  – Módulo de elasticidade do compósito de fibra de carbono;
- $E_s$  – Módulo de elasticidade do aço;
- $f_c$  – Resistência do concreto à compressão;
- $f_{ck}$  – Resistência característica à compressão do concreto;
- $f_{ct}$  – Resistência do concreto à tração;
- $f_{fu}$  – Resistência última à tração do compósito de fibra de carbono;
- $f_{tf}$  – Resistência do compósito de fibra de carbono à tração;
- $f_y$  – Resistência de escoamento da armadura longitudinal;
- $f_{yk}$  – Resistência característica à tração do aço;
- $F_c$  – Força de compressão;
- $F_{cc}$  – Força de compressão no concreto;
- $F'_{cs}$  – Força de compressão no aço;
- $F_t$  – Força de tração;
- $F_{tf}$  – Força de tração no compósito de fibra de carbono;
- $F_{TS}$  – Força de tração no aço;
- $h$  – Altura da viga;
- $J_{CR}$  – Momento de inércia da seção fissurada considerando-se a homogeneização a mesma;
- $M$  – Momento fletor atuante;

- $M_k$  – Momento fletor característico;
- $M_n$  – Momento fletor nominal;
- $M_u$  – Momento fletor de ruptura;
- $M_R$  – Momento fletor resistente;
- $M_{Sd}$  – Momento fletor de cálculo;
- $P$  – Carga;
- $s$  – Espaçamento entre os estribos internos;
- $t_f$  – Espessura do compósito de fibra de carbono;
- $V_f$  – Fração de volume das fibras;
- $x_0$  – Distância da linha neutra à borda comprimida do concreto;
- $w_k$  – Abertura de fissura;
- $W_f$  – Peso das fibras;
- $z$  – Braço de alavanca;
- $M_n$  – momento fletor resistente nominal, obtido a partir da compatibilidade das deformações, do equilíbrio interno de forças e do controle dos modos de ruína ( $M_n = f(f'_c \text{ e } f_y)$ ) – corresponde ao  $M_{Rd}$  da NBR 6118;
- $f'_c$  – resistência à compressão do concreto – corresponde ao  $f_{ck}$  da NBR 6118; e
- $f_y$  – resistência à tração do aço – corresponde ao  $f_{yk}$  da NBR 6118;
- $M$  – momento fletor atuante, obtido através das combinações das ações atuantes na seção – corresponde ao  $M_{Sd}$  da NBR 6118;
- $M_D$  – momento fletor devido à carga permanente (“dead load”) – corresponde ao  $M_{gk}$  da NBR 6118;
- $M_L$  – momento fletor devido à carga acidental (“live load”) – corresponde ao  $M_{qk}$  da NBR 6118;
- $B$  – largura da seção;
- $D$  – altura útil da seção;
- $f'_c$  – resistência à compressão do concreto;
- $f_f$  – tensão de tração efetiva no FRP;
- $f_{f,D}$  – tensão de tração no FRP devida à carga permanente;
- $f_{fu}$  – resistência à tração do FRP;
- $f_s$  – tensão de tração no aço;
- $f_y$  – resistência à tração do aço;
- $h$  – altura total da seção;

$k_m$	–	coeficiente para atender às ruínas prematuras;
$n$	–	número de camadas de FRP;
$t_f$	–	espessura do FRP (mm);
$x$	–	posição da linha neutra;
$A_f$	–	área de FRP;
$A_s$	–	área de armadura existente na seção;
$E_f$	–	módulo de elasticidade do FRP;
$E_s$	–	módulo de elasticidade do aço;
$M_n$	–	momento fletor resistente nominal;
$M_u$	–	momento fletor solicitante;
$b$	–	largura da base da viga;
$d$	–	altura útil da seção;
$d'$	–	posição do centro de gravidade da armadura de compressão;
$f_{cd}$	–	resistência de cálculo do concreto;
$f_f$	–	tensão de tração efetiva no FRP;
$f_{fu}$	–	resistência à tração do FRP;
$f_{yd}$	–	resistência de cálculo do aço;
$h$	–	altura da viga;
$n$	–	número de camadas de FRP;
$t_f$	–	espessura do FRP (mm);
$x$	–	posição da linha neutra;
$A_f$	–	área da armadura de reforço de FRP;
$A_s$	–	área da armadura de tração;
$A'_s$	–	área da armadura de compressão;
$E_f$	–	módulo de elasticidade do FRP;
$E_s$	–	módulo de elasticidade do aço;
$M_{Rd}$	–	momento resistente de cálculo;

## LETRAS GREGAS

- $\phi$ : fator de minoração da resistência;
- $\beta_1$  – Coeficiente adimensional;
- $\beta$  – Ângulo de inclinação entre o sentido das fibras e o eixo longitudinal;
- $\Delta_u$  – Deflexão na carga de ruptura;
- $\Delta_y$  – Deflexão na tensão de escoamento do aço;
- $\varepsilon_C$  – Deformação específica do concreto em um estágio de carregamento;
- $\varepsilon_{C0}$  – Deformação específica prévia do concreto;
- $\varepsilon_{Cu}$  – Deformação específica última do concreto;
- $\varepsilon_f$  – Deformação específica do compósito de fibra de carbono;
- $\varepsilon_{f0}$  – Deformação específica da pré-tensão no compósito de fibra de carbono;
- $\varepsilon_{fe}$  – Deformação específica efetiva do compósito de fibra de carbono;
- $\varepsilon_{fi}$  – Deformação específica genérica no compósito de fibra de carbono;
- $\varepsilon_{fmax}$  – Deformação específica máxima no compósito de fibra de carbono;
- $\varepsilon_{fu}$  – Deformação específica na ruptura do compósito de fibra de carbono;
- $\varepsilon_S$  – Deformação específica do aço em um estágio de carregamento;
- $\varepsilon_{S0}$  – Deformação específica prévia do aço;
- $\varepsilon_{Smax}$  – Deformação específica máxima no aço;
- $\phi$  – Coeficiente de segurança global;
- $\phi_{CFC}$  – Coeficiente de segurança para o compósito de fibra de carbono;
- $\phi_u$  – Curvatura na região de momento constante quando da carga de ruptura;
- $\phi_y$  – Curvatura na região de momento constante quando da tensão de escoamento da armadura;
- $\gamma_C$  – Coeficiente de segurança do concreto;
- $\gamma_S$  – Coeficiente de segurança do aço;
- $\gamma_f$  – Coeficiente de segurança do compósito de fibra de carbono;
- $\lambda$  – Fator de tamanho;
- $\mu$  – Índice de ductilidade;
- $\mu_E$  – Ductilidade de energia;
- $\mu_\Delta$  – Ductilidade de deflexão;

- $\mu_{\phi}$  – Ductilidade de curvatura;
- $\mu_{\theta}$  – Ductilidade de rotação;
- $v$  – Volume do compósito;
- $v_f$  – Volume da fibra de carbono;
- $\theta_u$  – Rotação na região de momento constante quando da carga de ruptura;
- $\theta_y$  – Rotação na região de momento constante quando da tensão de escoamento da armadura;
- $\rho_f$  – Taxa geométrica de armadura do compósito de fibra de carbono;
- $\rho_s$  – Taxa geométrica de armadura do aço tracionado;
- $\rho'_s$  – Taxa geométrica de armadura do aço comprimido;
- $\rho_c$  – Densidade do compósito;
- $\rho_f$  – Densidade da fibra de carbono;
- $\sigma_1, \sigma_2$  – Tensões principais;
- $\sigma_s$  – Tensão no compósito de fibra de carbono;
- $\sigma_{fmax}$  – Tensão máxima no compósito de fibra de carbono;
- $\sigma_{fu}$  – Tensão última do compósito de fibra de carbono;
- $\sigma'_s$  – Tensão no aço longitudinal de tração;
- $\sigma_s$  – Tensão no aço longitudinal de compressão;
- $\sigma_{smax}$  – Tensão máxima no aço longitudinal de tração;
- $\gamma_{fc}$  – coeficiente de minoração do CFRP;
- $\xi$  – Coeficiente adimensional;
- $\epsilon_c$  – deformação na fibra mais comprimida do concreto;
- $\epsilon_{ct}$  – deformação na fibra mais tracionada do concreto;
- $\epsilon_{cti}$  – deformação existente no substrato de concreto antes da aplicação do reforço;
- $\epsilon_f$  – deformação longitudinal efetiva no FRP;
- $\epsilon_{fu}$  – deformação longitudinal na ruína do FRP;
- $\epsilon_s$  – deformação longitudinal na armadura;
- $\epsilon_{sy}$  – deformação longitudinal de escoamento na armadura ;
- $\phi$  – fator de minoração;
- $\gamma$  – fator de correção da resistência do concreto;

- $\psi$ : – coeficiente de minoração da resistência do FRP na flexão, admitido igual a 0,85;
- $\psi_c$  – coeficiente de minoração da resistência do FRP devido à fluência (“creep”);
- $\omega_f$   $\omega_s$   $\omega'_s$  – Taxa mecânica do reforço em compósito de fibra de carbono, da armadura longitudinal de tração e da armadura longitudinal de compressão, respectivamente;
- $\phi_{CFRP}$  – fator de minoração do CFRP;
- $\phi_{MAT}$  – leva em conta o desvio e o nível de imprecisão das propriedades do material, ao comparar-se os resultados de ensaios com os valores teóricos;
- $\phi_{PROD}$  – avalia a variação do produto face ao tipo de processo de produção;
- $\phi_{CURA}$  – parcela devido ao processo de cura utilizado;
- $\phi_{LOC}$  – espelha a diferença do desempenho proveniente da situação do processamento, dentre outras, e as características de campo;
- $\phi_{DEGRAD}$  – leva em conta o comportamento do CFRP nas condições ambientais ao longo do tempo, tais como efeitos de temperatura e fluência, variando de um modo geral entre 0,3 e 1,0;
- $\delta_G$ : – coeficiente que posiciona a resultante de compressão na região de concreto comprimido (distribuição retangular de tensões de compressão -  $\delta_G = 0,4$ );
- $\epsilon_c$  – deformação da fibra de concreto mais comprimida;
- $\epsilon_{ct}$  – deformação na fibra mais tracionada do concreto;
- $\epsilon_{cti}$  – deformação inicial do concreto à tração;
- $\epsilon_{cu}$  – deformação última do concreto;
- $\epsilon_f$  – deformação do FRP;
- $\epsilon_{fu}$  – deformação última do FRP;
- $\epsilon_s$  – deformação da armadura tracionada;
- $\epsilon'_s$  – deformação da armadura comprimida;
- $\gamma_{fc}$  – coeficiente de minoração do FRP;
- $\psi$ : – coeficiente para utilização do diagrama simplificado (distribuição retangular de tensões de compressão -  $\psi = 0,8$ ).



## LISTA DE TABELAS

TABELA 1	– PROPRIEDADES DAS MATRIZES.....	19
TABELA 2	– COMPARATIVO ENTRE AS TÉCNICAS COM COLAGEM DE CHAPAS DE AÇO E CFRP.....	35
TABELA 3	– COMPARATIVO ENTRE MATERIAIS CFRP LAMINADOS, TECIDOS E NSRM.....	46
TABELA 4	– VALORES DE $\psi_c$ - FLUÊNCIA .....	62
TABELA 5	– FLEXÃO SIMPLES – CA-50 + FIBRA DE CARBONO CF-130.	81
TABELA 6	– CONSUMO DE MATERIAL POR M <sup>3</sup> .....	113
TABELA 7	– RESISTÊNCIA MÉDIA À COMPRESSÃO DOS CORPOS DE PROVA.....	114
TABELA 8	– RESULTADOS DOS DIMENSIONAMENTOS DAS VIGAS À FLEXÃO E AO CORTANTE.....	120
TABELA 9	– ABERTURA DAS FISSURAS NA VIGA DE REFERÊNCIA.....	129
TABELA 10	– ABERTURA DE FISSURA NA VIGA V1.....	131
TABELA 11	– ABERTURA DE FISSURA DA VIGA 2.....	134
TABELA 12	– ABERTURA DAS FISSURAS DA VIGA 3.....	136
TABELA 13	– ABERTURA DA FISSURA CENTRAL NA VIGA V4.....	138
TABELA 14	– ABERTURA DAS FISSURAS DA VIGA 5.....	140
TABELA 15	– ABERTURA DAS FISSURAS DA VIGA 7.....	142
TABELA 16	– ABERTURA DAS FISSURAS DA VIGA 8.....	145
TABELA 17	– TIPOS E VALORES DE CARGAS DE RUPTURA DAS VIGAS ENSAIADAS.....	149
TABELA 18	– ACRÉSCIMO DE RESISTÊNCIA NAS VIGAS REFORÇADAS EM RELAÇÃO À VIGA DE REFERÊNCIA V6.....	151
TABELA 19	– ACRÉSCIMO DE RESISTÊNCIA NAS VIGAS EM RELAÇÃO À VIGA DE REFERÊNCIA REFORÇADA V4.....	151
TABELA 20	– FLECHAS OBTIDAS NOS ENSAIOS E COMPARAÇÕES EM RELAÇÃO À VIGA DE REFERÊNCIA V6.....	152

## LISTA DE FIGURAS

FIGURA 1	– DIAGRAMA TENSÃO-DEFORMAÇÃO DE DIVERSOS TIPOS DE FIBRAS E AÇO.....	20
FIGURA 2	– DIAGRAMA TENSÃO-DEFORMAÇÃO ESPECÍFICA DE LÂMINAS DE FIBRAS DE CARBONO.....	23
FIGURA 3	– DIAGRAMA TENSÃO-DEFORMAÇÃO DE TECIDOS DE FIBRAS DE CARBONO.....	23
FIGURA 4	– PROCESSOS DE PULTRUSÃO.....	24
FIGURA 5	– LAMINADOS DE CFRP.....	25
FIGURA 6	– ESTÁGIOS DAS DEFORMAÇÕES AO LONGO DO TEMPO - CABOS DE FRP.....	28
FIGURA 7	– ESTÁGIOS DE DEFORMAÇÕES AO LONGO DO TEMPO – CABOS DE GFPR.....	29
FIGURA 8	– ESTÁGIOS DE DEFORMAÇÃO AO LONGO DO TEMPO – CABOS DE CFRP.....	29
FIGURA 9	– SISTEMA DE ANCORAGEM PARA LAMINADO DE CFRP PRÉ-TENSIONADO DESENVOLVIDO NO EMPA - LABORATÓRIO SUÍÇO DE TESTES E MATERIAIS.....	37
FIGURA 10	– VIGAS REFORÇADAS COM CFRP.....	39
FIGURA 11	– REFORÇO COM CFRP/FRP PROTENDIDO.....	40
FIGURA 12	– APLICAÇÃO DA PROTENSÃO EM ESTRIBOS E LIGERAÇÃO DA CARGA.....	41
FIGURA 13	– CALÇOS METÁLICOS PARA ESTRIBOS PRÉ TENSIONADOS DE CFRP.....	42
FIGURA 14	– RUPTURA EM ESTRIBOS DE CFRP PRÉ-TENSIONADOS.....	42
FIGURA 15	– ABERTURA DE FENDAS NO CONCRETO PARA NSRM.....	45
FIGURA 16	– EXEMPLOS DE NSRM UTILIZANDO MATERIAIS CFRP.....	48

FIGURA 17 – TIPOS DE RUPTURAS EM VIGAS REFORÇADAS EXTERNAMENTE À FLEXÃO COM CFRP PRÉ-TENSIONADO.....	55
FIGURA 18 – MODO DE RUÍNA DE ELEMENTOS DE CONCRETO ARMADO REFORÇADOS COM PRF.....	57
FIGURA 19 – DISTRIBUIÇÃO DAS TENSÕES E DEFORMAÇÕES NA SEÇÃO CRÍTICA EM ELU - ACI.....	59
FIGURA 20 – DISTRIBUIÇÃO DAS TENSÕES E DEFORMAÇÕES NA SEÇÃO CRÍTICA EM – ELU – FIB.....	64
FIGURA 21 – DOMÍNIOS POSSÍVEIS PARA VIGAS DE CONCRETO ARMADO.....	71
FIGURA 22 – DISTRIBUIÇÃO DE TENSÕES NA REGIÃO DE CONCRETO COMPRIDO.....	73
FIGURA 23 – SOLICITAÇÃO E ESFORÇOS RESISTENTES EM VIGAS DE CONCRETO ARMADO.....	74
FIGURA 24 – DIAGRAMA ADIMENSIONAL TENSÃO-DEFORMAÇÃO DO AÇO.....	76
FIGURA 25 – ALONGAMENTO E ENCURTAMENTO DA ARMADURA.....	76
FIGURA 26 – DIAGRAMA DIMENSIONAL.....	79
FIGURA 27 – ALONGAMENTO DAS ARMADURAS E DA FIBRA DE CARBONO.....	79
FIGURA 28 – SEÇÃO RETANGULAR – SOLICITAÇÃO E ESFORÇOS RESISTENTES.....	81
FIGURA 29 – DEFORMAÇÃO DE VIGA ANTES DO REFORÇO.....	89
FIGURA 30 – SEÇÕES RETANGULARES.....	91
FIGURA 31 – DEFORMAÇÃO DA FIBRA DE CARBONO A SER CONSIDERADA ANTES DO REFORÇO.....	92
FIGURA 32 – DEFORMAÇÕES NA FIBRA DE CARBONO.....	93
FIGURA 33 – “PEELING OFF” EM VIGAS REFORÇADAS COM CFRP.....	99
FIGURA 34 – DESLOCAMENTO DO REFORÇO NA REGIÃO DE MÁXIMO MOMENTO EM VIGA.....	99

FIGURA 35	– DESLISAMENTO OCASIONADO POR BRAÇADEIRA SIMPLEMENTE APERTADA.....	100
FIGURA 36	– ANCORAGEM COM BRAÇADEIRA METÁLICA COLADA E APERTADA.....	101
FIGURA 37	– ENSAIOS DE ADERÊNCIA.....	105
FIGURA 38	– DEFORMAÇÕES NA LÂMINA DE CFRP AO LONGO DE UMA VIGA PRÉ-TENSIONADA COM 2,5 M DE COMPRIMENTO APÓS A LIBERAÇÃO DA CARGA .....	107
FIGURA 39	– FORÇAS CORTANTES HORIZONTAIS EM VIGAS REFORÇADAS COM CFRP PRÉ-TENSIONADOS.....	108
FIGURA 40	– <i>PEELING OF</i> NAS EXTREMIDADES DE UMA VIGA.....	108
FIGURA 41	– DIAGRAMA TENSÃO – IDADE DO CONCRETO.....	114
FIGURA 42	– ESQUEMA DE CARREGAMENTO ESTÁTICO.....	117
FIGURA 43	– DIAGRAMA DE ESFORÇOS CORTANTES.....	118
FIGURA 44	– DIAGRAMA DE MOMENTOS FLETORES (Kn.cm).....	118
FIGURA 45	– SEÇÃO RETANGULAR SUBMETIDA À FLUXO SIMPLES.....	119
FIGURA 46	– DETALHAMENTO DAS ARMADURAS DAS VIGAS.....	121
FIGURA 47	– DETALHAMENTO DAS FORMAS DAS VIGAS – VISTA SUPERIOR.....	121
FIGURA 48	– DETALHAMENTO DAS FORMAS DAS VIGAS – VISTA LATERAL.....	122
FIGURA 49	– DETALHAMENTO DAS FORMAS DAS VIGAS – CORTE AA.....	122
FIGURA 50	– DISPOSIÇÃO DO LAMINADO DE CFRP.....	124
FIGURA 51	– CORTE AA.....	124
FIGURA 52	– INSTRUMENTAÇÃO DAS VIGAS.....	126
FIGURA 53	– SISTEMA PARA APLICAÇÃO DAS CARGAS.....	127
FIGURA 54	– SISTEMA PARA APLICAÇÃO DAS CARGAS.....	127
FIGURA 55	– DIAGRAMA CARGA – DEFORMAÇÃO DA VIGA DE REFERÊNCIA.....	129

FIGURA 56 – DIAGRAMA CARGA – FLECHA DA VIGA DE REFERÊNCIA.....	130
FIGURA 57 – DIAGRAMA CARGA – DEFORMAÇÃO DA VIGA V1.....	132
FIGURA 58 – DIAGRAMA CARGA – FLECHA V1.....	132
FIGURA 59 – DIAGRAMA CARGA – DEFORMAÇÃO DA VIGA 2.....	135
FIGURA 60 – DIAGRAMA CARGA – FLECHA DA VIGA V2.....	135
FIGURA 61 – DIAGRAMA CARGA – DEFORMAÇÃO DA VIGA V3.....	137
FIGURA 62 – DIAGRAMA CARGA – FLECHA DA VIGA V3.....	137
FIGURA 63 – DIAGRAMA CARGA – DEFORMAÇÃO DA VIGA V4.....	139
FIGURA 64 – DIAGRAMA CARGA – FLECHA DA VIGA V4.....	139
FIGURA 65 – DIAGRAMA CARGA – DEFORMAÇÃO DA VIGA V5.....	141
FIGURA 66 – DIAGRAMA CARGA – FLECHA DA VIGA V5.....	141
FIGURA 67 – DIAGRAMA CARGA – DEFORMAÇÃO DA VIGA V7.....	143
FIGURA 68 – DIAGRAMA CARGA – FLECHA DA VIGA V7.....	144
FIGURA 69 – DIAGRAMA CARGA – DEFORMAÇÃO DA VIGA 8.....	146
FIGURA 70 – DIAGRAMA CARGA – FLECHA DA VIGA V8.....	147
FIGURA 71 – COMPARAÇÃO DOS RESULTADOS.....	148
FIGURA 72 – GRÁFICO DE COLUNAS E COMPARATIVOS ENTRE AS CARGAS DE RUPTURAS TEÓRICAS E EXPERIMENTAIS.....	149
FIGURA 73 – GRÁFICO COMPARATIVO ENTRE AS CARGAS DE RUPTURAS TEÓRICAS E EXPERIMENTAIS.....	150

## RESUMO

Este trabalho consiste de um estudo experimental do comportamento e do desempenho estrutural de vigas de concreto armado reforçadas com lâminas de compósitos de fibras de carbono ("Carbon Fiber Reinforced Polymers" - CFRP), submetidas a solicitações normais (flexão simples). Foram ensaiadas oito vigas biapoiadas. As vigas, de mesma seção transversal, armaduras e vãos foram projetadas de forma a apresentar fissuras e deformações decorrentes de esforço de flexão máximo no meio do vão. Uma das vigas ensaiadas não foi reforçada e foi utilizada como viga de referência. As demais vigas foram reforçadas nas regiões de máximos momentos positivos. Duas vigas foram reforçadas com lâmina de CFRP, coladas segundo o procedimento usual, sem pré-alongamento. Três vigas foram reforçadas com lâminas de CFRP pré-tensionada antes da aderência, com deformações devidas à pré-tensão correspondentes a 0,2%, 0,5% e 0,7%. Para tentar reproduzir uma situação real, duas vigas foram submetidas a um carregamento inicial antes da aplicação do reforço. As deformações principais causadas pelo carregamento inicial foram de 0,3% e 0,15% e os pré-alongamentos das fibras foram de 0,5% e 0,7%, respectivamente. As vigas foram concretadas, instrumentadas e ensaiadas no Laboratório de Concreto da Itaipu Binacional, em Foz do Iguaçu. Os resultados obtidos para as vigas em termos de deslocamentos, deformação da armadura, fissuração, modo e carga de ruptura foram analisados. Foi possível verificar um aumento significativo de resistência das vigas reforçadas, confirmando a eficiência do reforço com laminados de CFRP. Um programa para dimensionamento de reforço de vigas de concreto armado com lâminas de CFRP também é apresentado.

## **ABSTRACT**

This work consists of an experimental study of the behaviour and performance of concrete beams reinforced with sheets of CFRP, submitted to normal requests (simple flex). Eight double-supported beams were studied. The beams, of same transversal section, armed and length were projected to show fissures and deformations due to efforts of max flex in the middle of length. One of the beams was not reinforced and was used as referral beam. The others were reinforced in the areas of max positive moments. Two beams were reinforced with CFRP sheet, attached according to usual procedure, without pre-stretch. Three beams were reinforced with CFRP sheet, pre-stretch before attachment, with deformation due to pre-tension corresponding to 0,2%, 0,5% and 0,7%. To try to reproduce a real situation, two beams were submitted to an initial load before the application of the reinforcement. The principal deformations caused by the initial load were of 0,3% and 0,15% and the pre-stretch of the fibers were of 0,5% and 0,7%, respectively. The beams were concreted, instrumented and rehearsed at the Concrete Laboratory of Itaipu Binacional, Foz do Iguaçu. The results obtained for the beams in terms of deflex, deformation of the armed, fissures, mode and charges of rupture were analised. It was possible to notice a significant increase of the reinforced beams, confirming the efficiency of the CFRP sheet. A program for the design reinforcement of concrete beams with CFRP is also presented.

## CAPÍTULO 1

### OBJETIVO

#### 1.1 CONSIDERAÇÕES GERAIS

A necessidade de reparar estruturas de concreto armado é uma realidade freqüente. Segundo ALMAKT (1998), reforçar estruturas de concreto armado tem sido uma das mais importantes atividades da engenharia civil. A grande quantidade de obras civis com problemas estruturais e que necessitam de manutenção e reforço levam à procura por novas técnicas e materiais para a execução dos reparos. Entre as novas técnicas, o reforço de estruturas de concreto utilizando materiais compósitos é o que se apresenta como uma solução inovadora. Os materiais compósitos, como os de fibra de carbono, surgiram no mercado por volta de 1980. Além de possuírem propriedades mecânicas superiores às do aço, sistema de reforço mais difundido na época, apresentam outras vantagens sobre estes.

A rapidez e a facilidade de execução, juntamente com a leveza e a grande trabalhabilidade do material e, principalmente, a resistência à corrosão podem ser citados como os fatores principais que levaram à utilização progressiva dos materiais compósitos em substituição ao reforço com chapas de aço. Especificamente, os compósitos de polímeros reforçados com fibras de carbono (CFRP) possuem outras características benéficas como serem não magnéticos, não condutivos, geralmente resistentes a ataques químicos e possuírem alta resistência em relação ao seu peso.

Como a demanda por reparos, manutenção e modificação do uso das estruturas aumenta a cada dia, um melhor conhecimento das propriedades dos compósitos e da eficiência deste tipo de reforço faz-se necessário tanto para o fabricante das fibras quanto para os engenheiros que dimensionam, especificam e executam reforços estruturais.

Introduzir um pré-alongamento (protensão) nos compósitos com lâminas de CFRP antes de aplicá-los como reforço, parece ser um passo adiante nas técnicas de recuperação de estruturas.



## 1.2 OBJETIVOS

O principal objetivo deste trabalho é o estudo do comportamento e do desempenho estrutural de vigas de concreto armado submetidas a solicitações normais (flexão simples) reforçadas com compósitos de fibras de carbono (CFRP) pré-tensionados.

Foram ensaiadas oito vigas biapoiadas. As vigas, de mesma seção transversal, armaduras e vãos foram projetadas de forma a apresentar as máximas solicitações normais (flexão simples) no meio do vão. Uma das vigas ensaiadas não foi reforçada e foi utilizada como viga de referência. As demais vigas foram reforçadas nas regiões de máximos momentos positivos. Duas vigas foram reforçadas com lâmina de CFRP, coladas segundo o procedimento usual, sem pré-alongamento; três vigas foram reforçadas com lâmina de CFRP pré-tensionada antes da aderência; e duas vigas foram submetidas a um carregamento inicial antes da aplicação do reforço.

Para a execução dos ensaios foi construída uma peça metálica que envolveu uma extremidade da viga e permitiu a aplicação da força de protensão na lâmina de CFRP. Cuidados importantes foram tomados quanto à ancoragem nas extremidades do reforço. Foram utilizadas chapas metálicas com espessuras 6,3 mm coladas nas lâminas com adesivo estrutural SIKADUR 30 e apertadas por parafusos/porcas com diâmetro de 12,5 mm. O sistema de ancoragem revelou-se eficiente quanto à melhoria da resistência à flexão e não apresentou deficiências de ancoragem ou ruptura precoce das vigas ensaiadas.

## 1.3 ORGANIZAÇÃO DO TRABALHO

- Capítulo 1: Define os objetivos desta dissertação.
- Capítulo 2: Mostra um breve histórico sobre a utilização de CFRP para reforço de estruturas de concreto armado.
- Capítulo 3: Apresenta as considerações preliminares sobre recuperação e reforço de estruturas.
- Capítulo 4: Fornece a descrição dos materiais compósitos utilizados no reforço das estruturas de concreto armado.

- Capítulo 5: Estão descritos os procedimentos para a execução de reforço com lâminas de CFRP pré-tensionadas de elementos fletidos.
- Capítulo 6: Critérios gerais de dimensionamento do reforço.
- Capítulo 7: Está apresentado um critério para dimensionamento do reforço de vigas de concreto armado sujeitas à solicitação normal (flexão simples), baseado nos conceitos estabelecidos pela NBR 6118 – estado limite último.
- Capítulo 8: Estão apresentados os sistemas de ancoragem para polímeros reforçados com fibras.
- Capítulo 9: Está descrito o estudo experimental, materiais empregados, detalhamento das vigas sem reforço e reforçadas, esquema das instrumentações, sistema de aplicação e manutenção de carga e todas as demais etapas necessárias para a execução dos ensaios.
- Capítulo 10: Estão apresentados os resultados dos ensaios, mostrando os tipos de ruptura, diagramas de carga-deformação e carga-flecha para cada viga.
- Capítulo 11: Estão apresentadas as conclusões e sugestões para trabalhos futuros dentro desta linha de pesquisa.
- Anexo 1: Estão apresentadas as fotos referentes ao programa experimental.
- Anexo 2: Estão mostrados os resultados dos ensaios das barras de aço usadas na confecção das vigas.
- Anexo 3: Estão apresentados os resultados dos ensaios dos corpos de prova de concreto.
- Anexo 4: Estão mostrados os passos do processo de fabricação dos laminados de CFRP pelo processo de Pultrusão.
- Anexo 5: Estão mostrados os procedimentos para execução de reforço de elementos fletidos por lâminas de CFRP pré-tensionada.

- Anexo 6: Estão apresentadas as resistências teóricas das vigas reforçadas obtidas pelo programa VRFC, em linguagem EXCEL.
- Anexo 7: Está apresentado o cálculo do comprimento de ancoragem das vigas ensaiadas.

## CAPÍTULO 2

### HISTÓRICO SOBRE A UTILIZAÇÃO DE POLÍMEROS REFORÇADOS COM FIBRAS

#### 2.1 CRONOLOGIA

O desenvolvimento dos reforços com polímeros reforçados com fibras ( “Fiber Reinforced Polymers” - FRP) está relacionado com o propósito de expandir o uso de compósitos depois da 2ª Guerra Mundial (ACI-440 e 440H). A indústria aeroespacial já tinha reconhecido as vantagens destes polímeros pelo fato de possuírem alta resistência em relação ao seu peso.

A expansão da malha viária americana nos anos 50 aumentou a necessidade de manutenção permanente, para solucionar problemas do tipo acúmulo de sal em pontes localizadas em auto-estradas próximas ao litoral. Observou-se, nestas estruturas, que os reforços de aço já executados estavam sujeitos aos ataques do sal marinho apresentando sérios problemas devido à corrosão. Várias soluções foram investigadas incluindo coberturas galvanizadas, cobertura por *spray* eletrostático, impregnação de polímeros no concreto, coberturas de epóxi, barras de polímeros reforçados com fibra de vidro ( “Glass Reinforced Fiber Polymers” - GRFP), bem como outros tipos de fibra (ACI-440R). Destas opções, a armadura de aço com cobertura de epóxi apareceu como a melhor opção e foi implementada nos locais de meio ambiente agressivo.

A utilização de plásticos ou polímeros reforçados com fibras (FRP) em elementos de concreto, como alternativa ao aço, teve início em meados do século XX (RUBINSKY; RUBINSKY, 1954 *apud* RIPPER; SCHERER, 1999).

No final da década de 60, as pesquisas de BRESSON E L'HERMITE no ITBTP da França consideraram o comportamento de vigas de concreto armado reforçadas com chapas de aço coladas com resina epoxídica. A *Concrete Society of Southern África* também se interessou por este tipo de pesquisa e é responsável pela primeira - e por alguns anos, única - regulamentação de caráter normativo

sobre o assunto: “*Recommendations for the design of epóxi bonded external steel plate reinforcement*”, publicada em 1992 pelo *South African Roads Board*.

O sucesso do sistema de reforço de estruturas por colagem de chapas metálicas levou um conjunto de pesquisadores, na década de 90, entre os quais se destaca Urs Méier, do Laboratório de Testes e Materiais de Zurique, a se dedicarem à investigação de alternativas ao aço, particularmente com a utilização de materiais mais leves e mais duráveis. Antes disto, diante da possibilidade de terremotos no distrito de Kanto, que inclui a cidade de Tóquio, o governo japonês já havia decidido reparar suas estruturas de concreto existentes, principalmente as do sistema viário. Surgiu, a idéia de se utilizar compósitos à base de fibras de carbono (CFRP) no reforço de estruturas de concreto armado como já largamente utilizado na indústria aeronáutica, aeroespacial, naval e automobilística. Este produto muito resistente, de fácil aplicação evitaria os problemas de durabilidade como os que são associados à corrosão das chapas de aço.

A tecnologia para reforço de estruturas de concreto pela adição de polímeros reforçados com fibras de carbono e de vidro conheceu alguns ajustes importantes e ganhou um particular desenvolvimento após a ocorrência do terremoto de Kobe, em 1995. CARLIN (1998), relacionou os primeiros estudos com polímeros reforçados com fibras dividindo-os entre estudos analíticos e estudos experimentais.

## 2.2 ESTUDOS ANALÍTICOS

Entre os primeiros estudos analíticos podemos citar AN et al. (1991) apud CARLIN (1998), que desenvolveram um modelo para avaliar o comportamento das deformações e forças das vigas de concreto armado reforçadas externamente com plásticos reforçados com fibra de vidro (GFRP). O estudo se baseou em cinco hipóteses básicas:

- distribuição linear das tensões (hipóteses de Navier e de Bernouilli);
- pequenas deformações;
- resistência nula à tração do concreto;
- desconsideração da deformação devido ao esforço cortante;
- perfeita aderência entre o concreto e o GRFP.

Os estudos foram baseados nas teorias clássicas de flexão e compatibilidade de deformações. O comportamento das vigas reforçadas pode ser apurado com razoável precisão usando o modelo analítico desenvolvido.

TRIANFIFILLOU, PLEVRIS (1991) apud CARLIN (1998), usaram a compatibilidade das deformações e a mecânica das fraturas para analisar as vigas de concreto reforçadas externamente com plásticos reforçados com fibra de carbono (CFRP). Incluíram a hipótese simplificadora da distribuição retangular das tensões de compressão na ruptura do concreto. Foi possível antecipar os momentos responsáveis por cada um dos três tipos de falha:

- ruptura do CFRP;
- escoamento do aço seguido de ruptura do concreto na zona de compressão e
- ruptura do concreto antes da falha dos outros componentes.

Estes modelos foram comparados com estudos experimentais e considerados confiáveis.

BHUTA et al. (1993) apud CARLIN (1998), desenvolveram um modelo para vigas de concreto utilizando polímeros reforçados com fibras de vidro, carbono e Kevlar. Vigas reforçadas com Kevlar mostraram um grande aumento na capacidade resistente à flexão e ao esforço cortante. Um pequeno aumento ocorreu nas vigas reforçadas com fibra de vidro. A capacidade resistente das vigas reforçadas com carbono situou-se entre estes dois compósitos.

NAAMAN; JEONG (1995) apud CARLIN (1998), desenvolveram um novo conceito de ductilidade. Segundo os autores, a definição convencional, que se baseia na ruptura do reforço, é inapropriada para a avaliação de vigas de concreto reforçadas com FRP, devido à dificuldade de se romper a maioria dos materiais com FRP. A nova definição de ductilidade foi expressa como a razão entre a energia total da viga e a energia elástica liberada na falha. Este índice seria aplicável em vigas de concreto reforçadas com cabos de aço, cabos de FRP, ou a combinação de ambos. Para avaliar o índice de ductibilidade proposto uma série de 24 vigas de concreto protendido foi estudada. Os resultados mostraram que vigas de concreto protendidas com FRP têm menos ductilidade que vigas de concreto protendidas com cabos de aço.

## 2.3 ESTUDOS EXPERIMENTAIS

Estudos experimentais envolvendo vigas de concreto reforçado com CFRP colados têm sido ensaiados por MEIER et al. desde de 1985 no EMPA - Laboratório de Materiais Suíço para Testes e Pesquisas. Este programa prevê a substituição de chapas de aço por laminados de FRP para o reparo e reforço de vigas de concreto. Atualmente, Méier desenvolve pesquisas com materiais reforçados com FRP sujeitos aos mais variados tipos de solicitações.

Em 1991, MÉIER realizou ensaios em 26 vigas de concreto, com dimensões 15 x 25 x 200 cm, armadas com 4 barras de diâmetro 8,0 mm (duas superiores e duas inferiores). A armadura para esforço cortante foi constituída por estribos de 6,3 mm espaçados a cada 22 cm. Verificou-se que o carregamento máximo aumentou em mais de 100% quando comparado com a viga de referência (sem reforço) para a aplicação de uma faixa de CFRP de 0,03 x 20 x 200 cm. Constatou-se, também, que o deslocamento na viga reforçada foi 50% menor que a viga de referência. A ruptura na viga reforçada ocorreu com pequenas fissuras espaçadas ao longo da viga enquanto que a viga de referência mostrou uma ruptura clássica do concreto armado com grandes fissuras. Este estudo constitui-se na primeira evidência que laminados de FRP poderiam colaborar na recuperação de vigas de concreto deterioradas. Os três tipos de ruptura observados por MÉIER consistiram em:

- ruptura no reforço de CFRP;
- ruptura clássica na zona de compressão do concreto e
- ruptura continua por “*peeling off*” (fendilhamento) do CFRP devido a uma superfície irregular do concreto.

A ruptura do CFRP foi descrita como repentina e explosiva, mas é facilmente prevista pelo aparecimento de fissuras.

No ano seguinte, 1992, MÉIER passou a considerar a possibilidade de nove tipos de ruptura, ou sejam:

1. esforço cortante na zona tracionada do concreto;
2. esforço cortante interlaminar dentro do CFRP;
3. ruptura na armadura de aço na zona tracionada;
4. ruptura por pouca coesão do adesivo;

5. falha do adesivo na interface CFRP/adesivo e
6. falha do adesivo na interface concreto/adesivo.

Os três últimos citados não foram observados, mas descritos como “tecnicamente possíveis”.

Os primeiros testes em escala maior para vigas de concreto reforçado com CFRP foram conduzidos por SAADATMANESH; EHSANI (1991) apud CARLIN (1998), na Universidade do Arizona (USA). Foram realizados testes em seis vigas de concreto de maior comprimento; cinco com seção retangular (20 x 45 cm) e uma viga seção T (20 x 45 cm na alma e 8 x 60 cm na mesa). Todas as vigas tinham cinco metros de comprimento. A armadura de flexão e de força cortante variou para cada viga. Entretanto, o reforço externo com polímeros de fibra de vidro (GFRP) foi idêntico, de seção transversal 6,3 x 25 x 420 cm. A pesquisa concluiu que adicionar faixas de GFRP aumenta a resistência das vigas. O teste mostrou que as faixas de GFRP suportam uma considerável parcela de esforços, diminuindo as tensões de tração na armadura de aço. Isto ficou mais evidente para as vigas com pequenas taxas de armaduras.

Faixas de GRFP unidirecional e bi-direcional, coladas em vigas de concreto usando adesivo à base de epóxi, algumas fixadas por parafusos, foram investigadas por DEBLOIS et al. (1992) apud CARLIN (1998). Uma série de vigas de dimensões 12 x 12 x 100 cm foram ensaiadas. As faixas GRFP foram aplicadas da seguinte forma:

- faixas bidirecionais coladas com epóxi;
- faixas bidirecionais aplicadas com a combinação de epóxi e parafusos;
- faixas unidirecionais coladas com epóxi e
- combinação de faixas unidirecionais com faixas bidirecionais coladas com epóxi e reforçadas com parafusos.

As faixas unidirecionais aumentaram em 58% o carregamento último, quando referido à viga de referência. O aumento de resistência conseguido pelo laminado bi-direcional foi de 32%. À combinação de duas faixas unidirecionais correspondeu um aumento de 77% em relação à viga de referência.

As duas formas de fixação com lâminas bidirecionais levaram a uma diferença muito pequena no carregamento último. A viga colada reforçada com os



parafusos teve uma eficiência de 2% em relação à solução que utilizou apenas cola a base de epóxi.

RITCHIE et al (1992) apud CARLIN (1998), testou dezesseis vigas de concreto de dimensões 15 x 30 x 300 cm com armadura de aço consistindo de duas barras de diâmetro 12,5 mm. Para estudar os efeitos do reforço externo foram usados três tipos diferentes de polímeros reforçados com fibras de vidro, de carbono e aramida. Um modelo analítico foi desenvolvido para prever a deformação e a resistência das vigas reforçadas. Os resultados mostraram um aumento variando entre 17% e 99% na rigidez das vigas reforçadas, e um aumento de 40% a 97% na resistência à ruptura.

NORRIS; SAADATMANESH (1994) apud CARLIN (1998), testaram treze vigas de concreto comparando três tipos diferentes de fibras, sistemas de epóxi e várias orientações das fibras. As vigas de seção transversal 12 x 20 x 250 cm continham uma armadura mínima de aço (duas barras de 10,0 mm) e foram mais reforçadas na armadura de força cortante. Foram testados alguns tipos de fibras com as inclinações, em relação ao seu eixo longitudinal, de 0°, 90°, e 45°. As fibras unidirecionais (0°) aumentaram a resistência e diminuíram a deflexão quando comparadas à viga de referência. As vigas reforçadas com fibras em duas orientações simultâneas (0°/90°) resultaram 20% inferiores em eficiência quando comparadas com os resultados obtidos pela aplicação de fibras unidirecionais. Um decréscimo de 45% na resistência ocorreu com as fibras dos laminados orientados a 45° quando comparados com os de 0° de orientação.

NORRIS et al. (1994) apud CARLIN (1998), concluíram que laminados de CFRP unidirecionais precisam ser estudados mais adequadamente. O uso de diferentes orientações pode aumentar a rigidez e a resistência das vigas de concreto sem causar catástrofes.

SHAHAWY et al. (1995) apud CARLIN (1998), avaliou a efetividade do reforço externo nos termos de momento de fissuração, momento máximo, deflexão, e tipo de ruptura. Quatro vigas foram testadas, utilizando como armadura de flexão duas barras com diâmetro 12,5 mm, com variação das camadas de CFRP unidirecional. Um modelo matemático computacional utilizando elementos finitos não lineares foi usado para comparar os resultados da experiência. O momento de ruptura das vigas reforçadas com CFRP foi muito maior que o da viga de referência.

Para a primeira, segunda e terceira camadas de CFRP, o momento de ruptura aumentou em 12%, 61%, e 105%, respectivamente. O momento máximo também foi maior que o correspondente obtido nos valores teóricos. Um aumento de 13%, 66%, e 105% foi observado para três diferentes camadas. A deflexão e o tipo de ruptura mostraram resultados similares aos experimentos previamente discutidos. A deflexão diminuiu inversamente ao número de camadas de CFRP em cada viga. O tipo de ruptura comparado entre a viga de referência e as vigas reforçadas com CFRP exibiram diferentes padrões. A viga de referência teve grandes fissuras distantes enquanto as vigas reforçadas mostraram pequenas fissuras em relativamente pouco espaçamento.

A pesquisa de M'BAZAA et al (1996) apud CARLIN (1998), foi baseada na otimização do comprimento e na orientação do CFRP para aumentar a resistência e a ductilidade. Oito vigas de dimensões 20 x 30 x 300 cm foram armadas com duas barras de diâmetro 10,0 mm, reforçadas na armadura de força cortantes. Uma viga foi usada como viga de referência enquanto as outras foram reforçadas com três camadas de CFRP de seção transversal 0,3 x 16,5 cm. As lâminas variaram em comprimento e orientação das fibras. Quatro tinham fibras unidirecionais com comprimentos diferentes, e outras três tinham várias direções para as fibras com respeito à direção longitudinal (6°, 9° e 12°). O resultado do experimento mostrou um aumento na resistência e uma diminuição nas deflexões quando comparadas com a viga de referência. Todas as falhas ocorreram com carga 57% maior que a da viga de referência. A rigidez foi similar até o momento de fissuração, quando menores deflexões foram observadas nas vigas reforçadas. Os diferentes ângulos das fibras, bem como os diferentes comprimentos do laminado de CFRP não tiveram efeito na resistência e rigidez das vigas reforçadas. O laminado de CFRP unidirecional, sem inclinação das fibras, apresentou sérias evidências de falha com ruptura brusca.

A utilização de compósitos constitui mais um passo evolutivo da indústria da construção civil, na sua constante busca por novas tecnologias, mais simples, resistentes e duráveis, para a reabilitação de estruturas de concreto. Dá seqüência a um ciclo que antes já passou por metodologias tão diferentes quanto a do aumento das seções transversais pela aplicação de concreto projetado e/ou de argamassas modificadas ou, por outro lado, pelo reforço através da adição de chapas de aço coladas ao concreto (ARAÚJO, A., 2002). Segundo MEIER (2003), a utilização de

polímeros reforçados com fibras pode ser a tecnologia do século XXI para reforço e recuperação de estruturas de concreto.

## **CAPÍTULO 3**

### **CONSIDERAÇÕES SOBRE A RECUPERAÇÃO E O REFORÇO DE ESTRUTURAS DE CONCRETO**

#### **3.1 PATOLOGIA DAS ESTRUTURAS**

Desde o início da civilização o homem tem executado estruturas adaptadas as suas necessidades e desde então, sempre tem convivido com os problemas decorrentes do uso destas estruturas.

Estruturas de concreto estrutural, assim como qualquer material construtivo, possui uma vida útil estimada em função da sua utilização em serviço. Entende-se por vida útil o período de tempo durante o qual as características das estruturas de concreto são mantidas, sem exigir medidas extras de manutenção e reparo. A norma brasileira NBR 6118 (2003) estabelece, como exigências de durabilidade, para que esta vida útil seja alcançada, que as estruturas de concreto devem ser projetadas e construídas de modo que, sob as condições ambientais previstas na época do projeto, e quando utilizadas conforme preconizado em projeto, conservem sua segurança, estabilidade e aptidão em serviço durante um período mínimo de 50 anos, sem exigir medidas extras de manutenção e reparo. Esta vida útil pode ser diminuída ou ampliada por fatores que ocorrerão ao longo dela. O aparecimento de falhas em uma ou mais etapas do processo de construção ou de utilização poderá levar a vida útil da estrutura a uma redução drástica ou até a um encerramento prematuro.

Detectada uma falha, a estrutura deve imediatamente ser analisada sob suas condições de segurança e sobrevida remanescente. A patologia das estruturas vem a ser o campo da engenharia das construções, que estuda estes problemas, sob o aspecto das origens, formas de manifestação, conseqüências e mecanismos de ocorrência. Segundo HELENE (1988), a patologia das estruturas pode ser entendida como a parte da Engenharia que estuda os sintomas, os mecanismos, as causas e as origens dos defeitos das construções civis. Porém a patologia das estruturas não se preocupa somente com a ocorrência das falhas e dos sistemas de degradação

das estruturas. Cada vez mais, volta-se para a concepção estrutural, projeto e, principalmente, para a evolução das técnicas aplicadas na recuperação ou reforço das estruturas existentes.

As causas que levam a diminuição da vida útil podem ocorrer em uma das três etapas básicas inerentes ao processo genérico a que se denomina construção civil, são:

- concepção;
- execução e
- utilização.

O surgimento de um problema patológico indica a existência de uma ou mais falhas ao longo destas etapas. Quantificar estatisticamente as manifestações patológicas segundo a sua incidência tem sido objeto de muita pesquisa. As conclusões nem sempre são concordantes, como pode ser verificado no QUADRO 1.

As pesquisas estatísticas sobre as manifestações patológicas colaboram com um fato de fundamental importância para a determinação da terapia a ser adotada para a recuperação ou reforço da estrutura, que é um bom diagnóstico. Segundo MACHADO (2002), quanto melhor o diagnóstico maior será o êxito da terapia.

Após adotarmos a terapia podemos estabelecer um prognóstico do desempenho da construção. Neste caso, podemos projetar dois cenários distintos:

- a estrutura será REABILITADA, isto é, serão recompostas as condições normais de suporte para as quais tinha sido desenvolvida anteriormente e
- a estrutura será REFORÇADA, situação em que serão aumentadas as condições normais de suporte.

Em ambos os casos, um sistema de reforço que vem se firmando como técnica eficaz é o que utiliza materiais compósitos reforçados com fibras. Para o reforço ou reabilitação de vigas de concreto armado submetido ao esforço predominante de flexão o sistema mais indicado é o que utiliza compósitos em forma de lâminas de CFRP (MÉIER, 2003).

QUADRO 1 - ANÁLISE PERCENTUAL DAS CAUSAS DE PROBLEMAS PATOLÓGICOS EM ESTRUTURAS DE CONCRETO

Causas dos Problemas Patológicos em Estruturas de Concreto (%)					
Fonte de Pesquisa	Concepção de Projeto	Materiais		Execução	Utilização e outros
Edward Grunau (Paulo Helene, 1992)	44	18		28	10
D.E.Allen (Canadá, 1979)	55	←	49	→	-
C.S.T.C.(Bélgica) (Verçoza, 1991)	46	15		22	17
C.E.B.(Bélgica) (Verçoza, 1991)	50	←	40	→	10
F.A.A.P.-Engenharia (Verçoza, 1991)	18	6		52	24
B.R.E.A.S. (Reino Unido, 1972)	58	12		35	11
Bureau Securitas (1972)	←	88		→	12
E.N.R.(U.S.A.) (1968-1978)	9	6		75	10
S.I.A. (Suiça, 1979)	46	-		44	10
Dov Kaminetzky (1991)	51	←	40	→	16
Jean Blevot (França, 1974)	35	-		65	-
LEMIT (1965-1975) (Venezuela)	19	5		57	19

FONTE: QUADRO ADAPTADO DE SOUZA, V. C.; RIPPER, T. **PATOLOGIA, RECUPERAÇÃO E REFORÇO DE ESTRUTURAS DE CONCRETO**, São Paulo: PINI, 1998, p. 23.

### 3.2 REFORÇO DE ESTRUTURAS DE CONCRETO ARMADO COM A UTILIZAÇÃO DE SISTEMAS COMPÓSITOS COM FIBRA DE CARBONO

O sistema estrutural de reforço com fibras de carbono pode ser utilizado para reabilitar ou reforçar elementos estruturais de concreto enfraquecidos ou fragilizados por patologias específicas, ou então, para reforçar elementos em boas condições estruturais para permitir o aumento das cargas solicitantes e atender as mudanças de destinação (MACHADO, 2002).

Caberá ao engenheiro responsável pelo projeto estrutural para a reabilitação ou reforço da estrutura determinar se o sistema que utiliza polímeros reforçados com fibras é a melhor alternativa. Para isto, deve avaliar criteriosamente a estrutura envolvida, estabelecendo de maneira confiável a sua capacidade resistente residual e identificando a extensão de qualquer deficiência estrutural existente.

O processo de avaliação estrutural deverá conter necessária e obrigatoriamente minuciosas pesquisas de campo, estudo e avaliações de desenhos existentes das formas e das armações, informações de obra relevantes e significativas, documentação “*as built*” (desenhos, croquis e relatórios). Todos os documentos devem ser revisados, principalmente aqueles que se referem aos elementos estruturais que deverão ser reforçados. As dimensões e as armações existentes deverão ser confrontadas com as projetadas. Pequenos detalhes obtidos com informações no campo, documentação “*as built*” ou documentação antiga de obra podem fornecer subsídios importantes à avaliação. Os dados obtidos de ensaios esclerométricos, retirada de amostras indeformadas, testes de carbonatação, testes de tração nas armaduras, entre outros, além dos testes de carga não destrutivos são sempre elementos importantes para a coleta de dados que validarão as informações encontradas nos documentos existentes. De uma boa avaliação dependerá a determinação da quantidade e da qualidade do reforço necessário. MACHADO (2002), afirma que a avaliação de campo deve conter as seguintes informações:

- confirmação entre as dimensões dos elementos indicadas no projeto com àquelas levantadas “*in-situ*”;
- levantamento das fissuras estruturais existentes, com a indicação das suas exatas localizações, tipo, dimensões e aberturas;
- levantamento, classificação e locação de anomalias diversas, tais como “ninhos de concretagem”, delaminações, esfoliações, depressões etc;
- determinação das armaduras existentes, suas características, seu recobrimento, o estado de corrosão existente e sua extensão e
- pesquisa da integridade do cobrimento, sua resistência, fendilhamento, delaminação etc.

A determinação de todos estes elementos contribuirá para avaliar com precisão a condição de suporte de carga e a resistência intrínseca da estrutura. Concluída a avaliação das condições reais do elemento estrutural a ser reforçado pode-se estabelecer a viabilidade e a conveniência da utilização de sistemas compósitos estruturados com fibra de carbono para o reforço. Um dado importante que se refere à viabilidade para a aplicação deste sistema, diz respeito à resistência à compressão do concreto do elemento estrutural a ser reforçado. Àqueles que

possuírem em sua constituição, concretos com baixa resistência devem simplesmente ser evitados. Não pode ser admitido que o reforço com adição de CFRP venha a ser executado sobre superfícies de concreto degradado, delaminado ou fendilhado, ou ainda sobre armaduras expostas ou corroídas, que não possam levar a prévia reparação segundo as técnicas mais adequadas para cada caso específico (RIPPER; SCHERER, 1999).

Verificada a viabilidade técnica para a execução do reforço utilizando compósitos de fibras de carbono, deverá ainda, ser efetuada a análise da viabilidade econômica do procedimento (MACHADO, 2002).



## CAPÍTULO 4

### MATERIAIS COMPÓSITOS UTILIZADOS EM REFORÇO ESTRUTURAL

#### 4.1 INTRODUÇÃO

São denominados compósitos, os polímeros reforçados com fibras. A palavra compósito vem do latim *componere* que significa unir ou juntar. RIPPER; SCHERER (1999), definem compósitos como sendo os produtos constituídos por dois materiais diferentes, claramente identificáveis, cujas propriedades em conjunto são superiores às que possuem em separado.

O concreto armado, por exemplo, é um compósito onde as barras de armadura funcionam como um meio de reforço e o concreto como matriz. MACHADO (2002), define compósito como a combinação de dois ou mais materiais que diferem entre si na composição e na forma. Os constituintes retêm suas identidades, não se dissolvem nem se misturam completamente um no outro, embora atuem conjuntamente.

Os compósitos podem ser encontrados em equipamentos esportivos, automobilísticos, navais, aeronáuticos e na indústria aeroespacial. Embora compósitos tenham sido usados por algum tempo na indústria da construção, o uso deste material pode ser considerado novo dentro de perspectivas industriais.

Os compósitos que podem ser utilizados como elementos de reforço estrutural são plásticos, à base de resinas epoxídicas (eventualmente de poliuretano), armados com filamentos finos, contínuos e rígidos de fibras de carbono, de aramida, de vidro ou de poliéster. São as fibras que proporcionam a resistência aos sistemas compósitos podendo ser consideradas como o “esqueleto” de sustentação do sistema.

#### 4.2 MATERIAIS COMPONENTES

##### 4.2.1 Matrizes

As matrizes devem transferir as forças entre as fibras e protegê-las das agressões do ambiente onde estão inseridas. Na engenharia civil, as resinas

termofixas e as termoplásticas são as mais usadas. As termofixas são as que não liberam gases durante a ligação interna e podem ser moldadas usando-se baixas pressões em temperatura ambiente. É o caso das resinas de poliéster não saturado e das resinas de epóxi. As termoplásticas dependem, para a sua utilização, de uma série de fatores que incluem a natureza da aplicação, o ambiente e o custo. É o caso das resinas de polipropileno, nylon, materiais de estireno básico, poliésteres termoplásticos, acetato, policarbonato, etc.

Poliéster e epóxi são os tipos de matrizes de resinas termofixas mais comuns. As resinas à base de epóxi são de melhor qualidade, porém de maior custo. Epóxi tem um tempo de endurecimento em torno de 30 minutos à 20°C, mas pode mudar com as diferentes formulações existentes. A cura torna-se mais rápida com o aumento da temperatura. As propriedades dos materiais constituídos de epóxi e dos materiais a base de poliéster são mostradas na TABELA 1. Os materiais a base de epóxi têm boa resistência, aderência, comportamento sob tensão e resistência aos ataques químicos (CAROLIN, 2003).

TABELA 1 - PROPRIEDADES DAS MATRIZES

Material	Densidade (kg/m <sup>3</sup> )	Resistência à Tração (MPa)	Módulo de Elasticidade (GPa)	Deformação na Ruptura (%)
Poliéster	1000 -1450	20 -100	2.1 - 4.1	1.0 - 6.5
Epóxi	1100 -1300	55 -130	2.5 - 4.1	1.5 - 9.0

FONTE: ADAPTADO DE CAROLIN, A. **CARBON FIBRE REINFORCED POLYMERS STRNGTHENING OF STRUCTURAL ELEMENTS**. SWEDEN, 2003. 175 f. DOCTORAL THESIS (STRUCTURAL ENGINEERING), LULEA UNIVERSITY OF TECHNOLOGY.

#### 4.2.2 Fibras

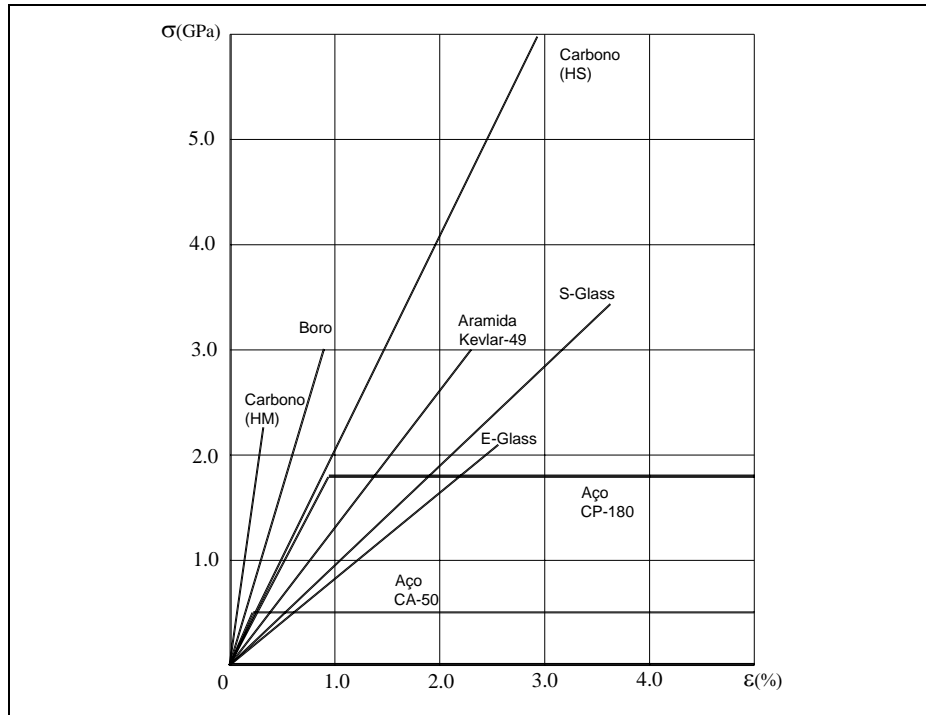
As propriedades dos compósitos são principalmente influenciadas pela escolha das fibras. Na engenharia civil são três os principais tipos de fibra utilizados:

- vidro;
- aramida e
- carbono.

Os compósitos geralmente são chamados pelo nome da fibra que o reforça (CFRP corresponde ao polímero reforçado com fibra de carbono). Para reforços de estruturas de concreto, a fibra de carbono tem se mostrado adequada e por isto será o foco principal desta pesquisa. Em geral, as fibras têm geralmente maior resistência

à ruptura que o aço, componente do concreto armado, com um comportamento elástico linear (FIGURA 1).

FIGURA 1 - DIAGRAMAS TENSÃO-DEFORMAÇÃO DE DIVERSOS TIPOS DE FIBRAS E AÇO



FONTE: ADAPTADO DO ACI COMMITTEE 440, USA, 2000.

#### 4.2.2.1 Fibra de vidro

As fibras de vidro são mais baratas que as fibras de carbono. O módulo de elasticidade dos compósitos de fibra de vidro varia entre 70 GPa a 85 GPa com deformação de ruptura entre 2% e 5%. Fibras de vidro são mais sensíveis à corrosão em níveis altos de tensões e podem apresentar problemas de relaxação. São sensíveis à umidade, mas com a escolha certa da matriz as fibras ficam protegidas (CAROLIN, 2003).

#### 4.2.2.2 Aramida

Aramida é uma poliamida de fibras curtas. A fibra mais conhecida de aramida é o Kevlar. Outros tipos de aramida correspondem a Technora, SVM e Twaron. O módulo de elasticidade das fibras varia entre 70 a 200 GPa com a deformação de ruptura variando entre 1,5% e 5%. As fibras de aramida são sensíveis às altas temperaturas, umidade e luz ultravioleta e quase não são utilizadas nas aplicações

da engenharia civil. As fibras de aramida apresentam problemas de relaxação e corrosão sob tensão (CAROLIN, 2003).

#### 4.2.2.3 Fibras de carbono

As fibras de carbono têm um alto módulo de elasticidade, 200 a 800 GPa, com deformação última variando entre 0,3% e 2,5%. A menor deformação última corresponde a maior rigidez e vice-versa. Fibras de carbono não absorvem água e são resistentes a muitas soluções químicas. Possuem excelente comportamento à fadiga, não apresentam corrosão sob tensão e não fissuram. Apresentam menor taxa de relaxação quando comparada às cordoalhas de protensão de aço de relaxação baixa.

As fibras de carbono são produzidas através de três processos comerciais distintos:

- através do alcatrão, subproduto da destilação do petróleo;
- através das fibras precursoras de poliacrilonitril e
- através das fibras de *rayon*;

Segundo MACHADO (2002), as propriedades das fibras de carbono são determinadas pela estrutura molecular e pelo grau de tolerância quanto às imperfeições construtivas. A formação de fibras de carbono requer temperaturas acima de 1.000°C. Submetidas a essa temperatura, a maioria das fibras sintéticas derrete e vaporiza.

Existem dois tipos de fibras de carbono:

- fibra com elevado módulo de elasticidade e
- fibra com elevada resistência.

As diferenças entre as propriedades destas fibras são derivadas do arranjo da molécula hexagonal nas camadas entrelaçadas do grafite. Se as camadas apresentarem arranjos tridimensionais, o material é definido como sendo grafite. Se a aderência entre as camadas for fraca e ocorrerem arranjos bidimensionais, o material resultante é definido como carbono.

Fibras de carbono com elevado módulo de elasticidade, da ordem de 200 GPa, exigem que as camadas de grafite sejam alinhadas aproximadamente paralelas ao eixo da fibra. *Rayon* e fibras precursoras isotrópicas derivadas do alcatrão podem ser utilizadas para produzir carbono com baixos módulo de

elasticidade, da ordem de 50 GPa. O poliacrilonitril e os precursores líquidos cristalinos de alcatrão são utilizados para a produção de fibras de carbono com elevado módulo de elasticidade.

#### 4.3 COMPÓSITOS REFORÇADOS COM FIBRAS DE CARBONO

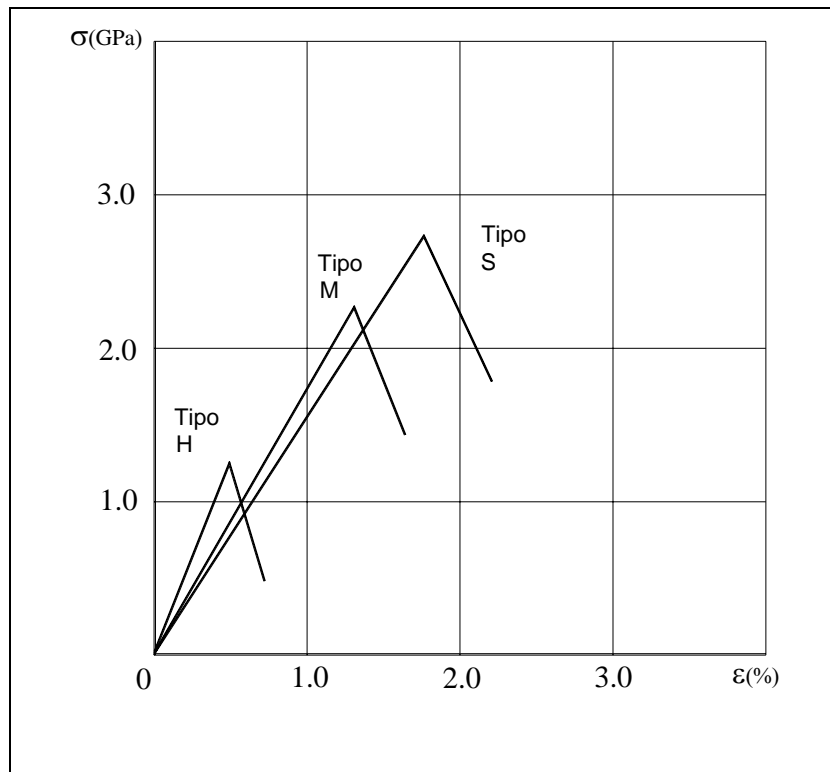
Quando as fibras estão posicionadas em uma única direção nos compósitos, eles são denominados unidirecionais. Quando as fibras estão posicionadas em duas ou mais direções, eles são chamados de bi ou multi-direcionais. Para reforços estruturais o mais comum é a utilização de compósitos unidirecionais. Segundo CAROLIN (2003), a manufatura dos compósitos pode ser feita por diferentes métodos:

- manual;
- pultrusão;
- filamentos enrolados e
- moldagem.

As propriedades mecânicas dos compósitos dependem do tipo das fibras, matriz, quantidade de fibra e direção da fibra. Os materiais compósitos reforçados com fibras de carbono podem apresentar-se em diversas formas, porém existem apenas três sistemas de reforço utilizados (BEBER, 2000):

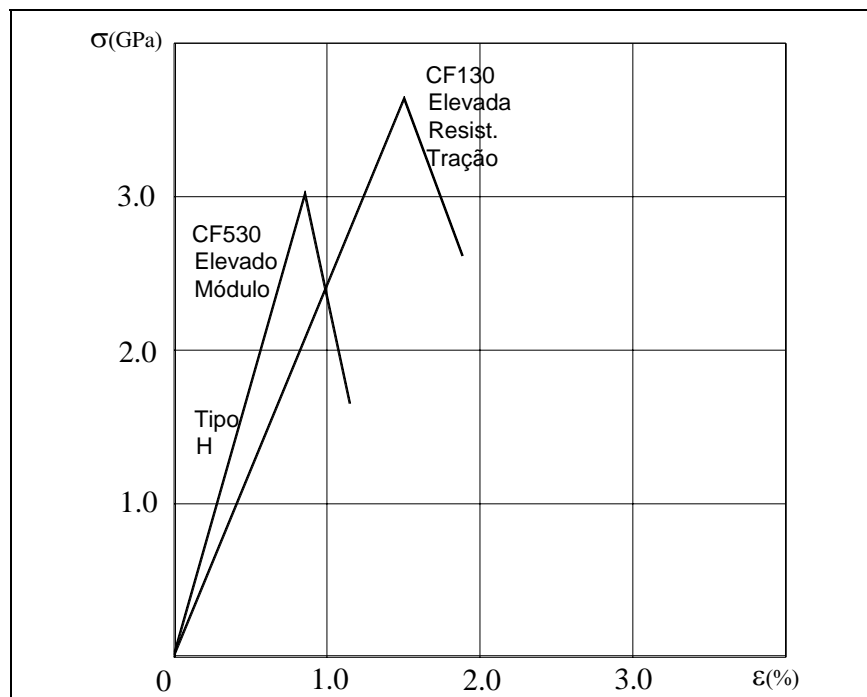
- Chapas ou lâminas pultrudadas:  
Chapas de CFRP de alta resistência, impregnadas com resina epóxi ou poliéster, que resultam em perfis contínuos dos mais diversos e complexos formatos que poderão ser colados em superfícies do concreto.
- Fios de fibras de carbono:  
Fibras enroladas sob tensão que poderão ser coladas em superfícies do concreto.
- Tecidos de fibras de carbono:  
Tecidos pré-impregnados (“prepreg”), com espessura similar a do papel de parede, que poderão ser colados em superfícies de concreto com resina epóxi, seguindo exatamente a curvatura do elemento e permitindo a aplicação em “cantos vivos”.

FIGURA 2 - DIAGRAMAS TENSÃO-DEFORMAÇÃO DE LÂMINAS DE FIBRAS DE CARBONO



FONTE: ADAPTADO DO CATÁLOGO DA SIKA , 2003.

FIGURA 3 - DIAGRAMAS TENSÃO -DEFORMAÇÃO DE TECIDOS DE FIBRAS DE CARBONO



FONTE: ADAPTADO DO CATÁLOGO DA MÁSTER BUILDERS TECHNOLOGIES, 2003.

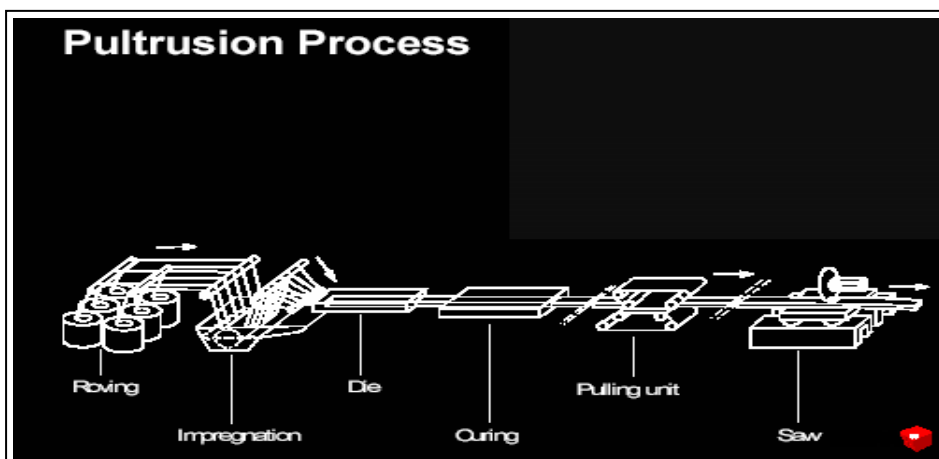
As FIGURAS 2 e 3 apresentam diagramas tensão-deformação correspondentes a alguns tipos de lâminas e tecidos comercializados.

#### 4.4 LAMINADOS DE CFRP

Os laminados de CFRP, objeto principal deste trabalho, são compósitos fabricados pelo processo de pultrusão. Pultrusão é um processo de prensagem à quente. Envolve a continua movimentação das fibras através de esteiras e roletes, em banho de imersão em resina, alinhamento e laminação, cura e resfriamento até formar um compósito de seção transversal constante.

A FIGURA 4 mostra, esquematicamente, o processo de fabricação dos laminados de CFRP. O ANEXO 4 descreve cada etapa da manufatura de laminados com fibra de carbono por pultrusão mostrando fotografias disponibilizadas pela Federal Highway Administration - FHWA.

FIGURA 4 – PROCESSO DE PULTRUSÃO



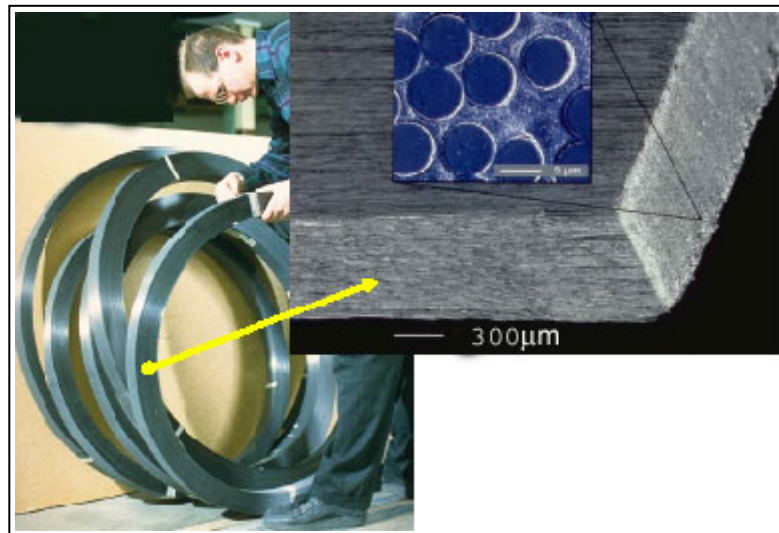
FONTE: ADAPTADO DE MÉIER, U. **MATERIAIS AVANÇADOS: MUDANDO DA TRADICIONAL PARA NOVAS TECNOLOGIAS EM ENGENHARIA CIVIL**. In: EPUSP, 5., 2003, SÃO PAULO.

A porcentagem das fibras nos laminados varia entre 65% e 70% do volume do compósito. Segundo MACHADO (2002), uma vez que o módulo de elasticidade e a tensão de tração da matriz polimérica podem ser considerados desprezíveis, os valores a serem considerados para as propriedades dos laminados deverão ser da ordem de 70% dos valores correspondentes das fibras de carbono isoladas. Como os laminados são produzidos utilizando uma grande variedade de fibras de carbono

com características mecânicas diferentes, existem laminados de maior ou menor resistência ou módulo de elasticidade.

Os laminados constituem um bom tipo de reforço para vigas de concreto armado submetidas a solicitações normais (regiões tracionadas), não devendo ser aplicados para esforços de cisalhamento ou confinamento de colunas. Devido à alta concentração de fibras os laminados possuem maior rigidez que os tecidos de CFRP, não podendo sofrer qualquer tipo de curvatura. Quando houver a necessidade de mudanças bruscas de direção, os tecidos deverão ser usados no lugar dos laminados. Na FIGURA 5 está mostrado um laminado em embalagem comercial, com detalhe microscópico do produto.

FIGURA 5 - LAMINADOS DE CFRP



FONTE: ADAPTADO DE MÉIER, U. **MATERIAIS AVANÇADOS: MUDANDO DA TRADICIONAL PARA NOVAS TECNOLOGIAS EM ENGENHARIA CIVIL**. In: EPUSP, 5., 2003, SÃO PAULO.

#### 4.5 RESINAS EPOXÍDICAS

Segundo ARAÚJO (1999), as resinas sintéticas estão entre os materiais mais empregados na recuperação e no reforço de estruturas. Essas resinas são formadas por monômeros que, ao reagirem com catalisadores, formam polímeros de cadeias de grande extensão. As características desses polímeros variam de acordo com o monômero e o catalisador utilizados e com as proporções usadas para a formação destes polímeros.



Existe no mercado uma grande variedade de resinas sintéticas utilizadas na construção civil, tais como resinas acrílicas, de poliéster, poliuretânicas e de epóxi. Entre as resinas sintéticas utilizadas em reforços e recuperações de estruturas de concreto, destacam-se as resinas epoxídicas, por apresentarem uma série de vantagens sobre as demais. Dentre as vantagens destas resinas, pode-se destacar as excelentes propriedades de aderência, resistência e durabilidade, além da compatibilidade que esses materiais possuem com o concreto.

As resinas epoxídicas são derivadas do petróleo, resultante da combinação da epocloridina e do bifenol. De acordo com a proporção desses componentes pode-se obter resinas com propriedades diferentes e com isso alterar o tamanho da molécula. A resina epóxi, por si só, não tem aplicação prática. Deve ser usada com catalisadores que contêm hidrogênio ativo em suas moléculas para reagir com a resina gerando uma “formulação epóxi”. Para cada situação busca-se uma formulação ideal, ou seja, para cada aplicação a ser realizada tem-se uma proporção ideal de resina epóxi e catalisador, de modo a tornar o produto final o mais eficaz possível. Segundo ARAÚJO (1999), para uma formulação epóxi têm-se as seguintes propriedades físicas e químicas:

- resistência a tração variando de 30 MPa a 90 MPa, e a compressão, de 120 MPa a 210 MPa;
- excelente adesão ao concreto, com resistência entre 30 MPa e 50 MPa, rompendo-se geralmente por tração fora da área colada;
- intervalo de tempo variando de 30 minutos a 10 horas para adquirir resistência, com resistência máxima obtida aos sete dias; e
- retração inferior à do concreto.

A camada de epóxi não deve exceder a 3 mm de espessura para que o endurecimento do epóxi no interior da pasta não seja reduzido, prejudicando assim o reforço realizado. Na prática a espessura final resulta em torno de 1,5 mm.

A função do adesivo é garantir a aderência do reforço com o concreto, estabelecendo assim a integridade do conjunto reforço/epóxi/concreto. A escolha do adesivo a ser utilizado é importantíssima, pois uma grande parte do comportamento mecânico do reforço depende dele (ARAÚJO, A. 2002).

#### 4.6 CONSIDERAÇÕES SOBRE COMPÓSITOS REFORÇADOS COM FIBRAS DE CARBONO

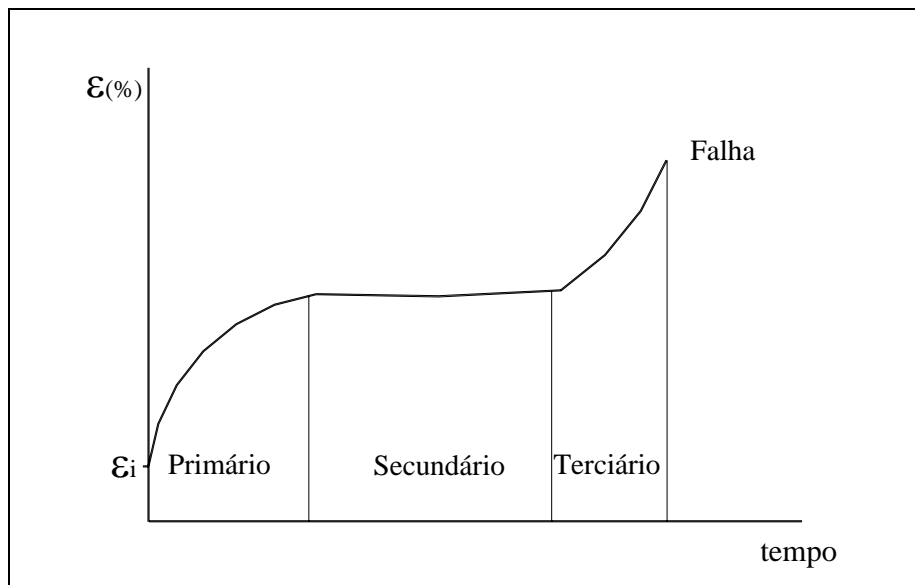
Algumas considerações devem ser feitas antes de se analisar as aplicações dos compósitos reforçados com fibras de carbono.

- Os compósitos reforçados com fibra de carbono são anisotrópicos, com o eixo longitudinal sendo o eixo resistente. As propriedades dos compósitos deverão ser sempre obtidas com relação a este eixo.
- Transversalmente a resistência é muito pequena, de tal forma que os compósitos podem ser cortados perpendicularmente ao seu eixo longitudinal com serras comuns.
- Diferentemente do aço, existe uma variação significativa entre um produto fornecido por um fabricante e por outro. Fatores como o tipo de fibra, o volume de resina, orientação das fibras e controle de qualidade durante a fabricação produzem uma grande variedade nas características dos produtos.
- As propriedades mecânicas dos compósitos, assim como de todos os materiais estruturais, são afetadas pelo histórico dos carregamentos, sua duração e variação de temperatura.
- Os compósitos reforçados com fibras de carbono alcançam a sua resistência última sem apresentar qualquer escoamento do material.

#### 4.7 COMPORTAMENTO NA RUPTURA – CABOS PRÉ-TENSIONADOS

O FEDERAL HIGHWAY ADMINISTRATION (FHWA, 2001), em suas recomendações para projetos de estruturas de concreto com cabos de FRP protendidos, Volume 1, apresenta, através de gráfico, o comportamento das deformações inelásticas de materiais FRP sob carregamento constante em um certo período de tempo (*creep-ruptura*). A ruptura (tensão de fratura do material quando sujeito a altos níveis de tensões em um determinado período de tempo) deve ocorrer quando o material alcança a sua capacidade máxima de deformação. Para os materiais FRP pré-tensionados, três estágios de deformação devem ocorrer antes da ruptura, como mostrado na FIGURA 6.

FIGURA 6 – ESTÁGIOS DE DEFORMAÇÕES AO LONGO DO TEMPO - CABOS DE FRP



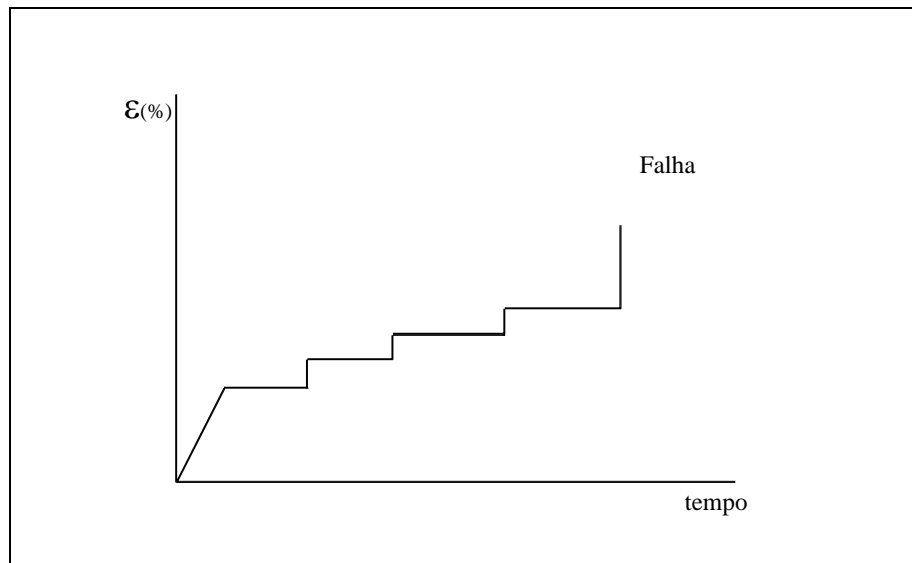
FONTE: DOLAN, C.W.; HAMILTON III, H. R.; BAKIS, C.E.; NANNI, A. **DESIGN RECOMENDATIONS FOR CONCRETE STRUCTURES PRESTRESSED WITH FRP TENDONS**, VOL. 1, FHWA, EUA, 2001.

Nota:  $\epsilon_i$  = Deformação Inicial para carregamento constante.

O primeiro estágio é caracterizado por um contínuo acréscimo da deformação, confinado em um curto espaço de tempo. O segundo estágio é caracterizado por um período no qual a deformação é constante sob tensão constante. Neste período, alguma fibra mais externa ou de menor resistência pode romper. Se o nível de tensão for relativamente baixo, a fibra rompida fica confinada e o compósito pode ter uma vida útil ilimitada. O terceiro estágio é caracterizado por um aumento de deformação causando uma rápida e progressiva falha das fibras até que aconteça a ruptura do compósito.

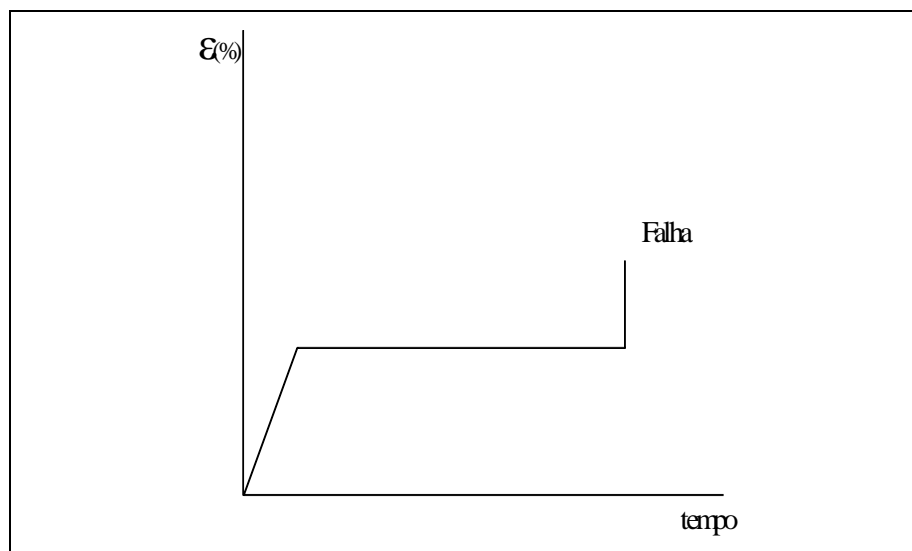
No comportamento dos compósitos de fibra de vidro (GFRP) pré-tensionados foi verificado que as deformações aumentaram em passos, como mostrado na FIGURA 7. Os compósitos de fibra de carbono (CFRP) pré-tensionados apresentaram o segundo estágio de deformações bem definido, e no instante da falha, quando a tensão de ruptura foi alcançada, a deformação aumentou instantaneamente até a ruptura, como mostrado na FIGURA 8.

FIGURA 7 – ESTÁGIOS DE DEFORMAÇÕES AO LONGO DO TEMPO - CABOS DE GFPR



FONTE: DOLAN, C.W.; HAMILTON III, H. R.; BAKIS, C.E.; NANNI, A. **DESIGN RECOMENDATIONS FOR CONCRETE STRUCTURES PRESTRESSED WITH FRP TENDONS**, VOL. 1, FHWA, EUA, 2001.

FIGURA 8 – ESTÁGIOS DE DEFORMAÇÕES AO LONGO DO TEMPO - CABOS DE CFRP



FONTE: DOLAN, C.W.; HAMILTON III, H. R.; BAKIS, C.E.; NANNI, A. **DESIGN RECOMENDATIONS FOR CONCRETE STRUCTURES PRESTRESSED WITH FRP TENDONS**, VOL. 1, FHWA, EUA, 2001.

MÉIER (2003), mostrou uma ruptura dúctil para materiais compósitos do tipo laminados de CFRP pré-tensionados. A ruptura inicia nas fibras mais externas, em um certo intervalo de tempo. Isto caracteriza um terceiro estágio bem definido,

para um aumento gradativo da tensão. O fato das fibras romperem quase individualmente, de maneira lenta, pode caracterizar um quadro de colapso iminente. Nestas condições, as possibilidades do colapso do sistema ocorrer antes na lâmina de CFRP são maiores, diferente da ruptura explosiva que ocorre com o “*peeling off*”.

O tipo de ruptura de laminados CFRP com cabos pré-tensionados, com aviso prévio, pode ser considerada uma evolução para a aplicação de reforço com fibras de carbono, uma vez que nos reforços convencionais (sem pré-alongamento), a ruptura quase nunca acontece no laminado.

## CAPÍTULO 5

### PROCEDIMENTOS PARA A APLICAÇÃO DE REFORÇO COM LÂMINAS DE CFRP PRÉ-TENSIONADAS

#### 5.1 INTRODUÇÃO

A utilização de materiais compósitos para reforço de estruturas de concreto não é um procedimento novo. O reforço utilizando cabos de CFRP pré-tensionados têm sido executados há vários anos. A busca pelo aperfeiçoamento destes procedimentos e a procura por novos métodos tem levado a intensificação das pesquisas. Segundo TALJSTEN (2003), os reforços com microconcreto ou aplicação externa de cabos de aço ou CFRP necessitam de muito espaço e devem ser melhorados com tecnologias do século XXI. Seguindo esta tendência, o procedimento usual que é colar lâminas ou tecidos de CFRP na superfície externa do concreto vem sendo substituído pela técnica que utiliza a pré-tensão do reforço e, posteriormente, ainda, pela técnica que preconiza embutimento deste reforço dentro do concreto. Este sistema é conhecido como NSRM (*Near Surface Mounted Reinforcement*) pré-tensionado e será analisado em alguns aspectos adiante.

#### 5.2 ESTRUTURAS DE CONCRETO PROTENDIDO

Concreto protendido é um tipo de concreto estrutural no qual a armadura de aço pré ou pós-tensionada trabalha solidariamente com o concreto. Este tensionamento propicia um sistema equilibrado de esforços internos com tensões de tração no aço e de compressão no concreto (COLLINS; MITCHEL, 1991 *appud* NORDIN, 2003).

As primeiras tentativas de protender estruturas de concreto com cabos de aço normais não tiveram sucesso. A primeira prática no uso de concreto protendido aconteceu na França em 1928, quando *Eugene Freyssinet* começou a utilizar cabos de aço com alta resistência. O desenvolvimento do concreto protendido se acelerou a partir do final da década de 40. Em 1950, realizou-se em Paris a primeira conferência sobre concreto protendido. Surgiu a FIP (*Federation Internationalr de la*

*Precontrainte*). No mesmo ano, Finster Walder executou a primeira ponte em balanços sucessivos. Na mesma época surgiram as cordoalhas de fios e o sistema de colocar os cabos de protensão em bainhas, no interior da seção transversal de concreto, de modo a possibilitar a protensão dos cabos com apoio no próprio concreto endurecido, e posterior aderência por meio da injeção de uma argamassa de cimento, tornou-se rotineiro. No Brasil, a primeira obra de concreto protendido foi à ponte do Galeão no Rio de Janeiro em 1948, utilizando o sistema Freyssinet.

Existem dois tipos de protensão, a pré e a pós-tensão, podendo-se posicionar a armadura, internamente ou externamente.

Na pré-tensão os cabos são tensionados antes da moldagem do concreto. Neste caso, a ancoragem dos cabos pode ocorrer por aderência ao concreto ou então pela colocação de dispositivos mecânicos nas extremidades dos cabos.

A pós-tensão ocorre quando os cabos são tensionados depois da cura do concreto. Normalmente estes cabos são tensionados dentro de bainhas que são preenchidas com argamassas de cimento, ou então, dentro de bainhas engraxadas. No caso da pós-tensão, uma ancoragem mecânica deve ser usada nas extremidades dos cabos e uma manutenção periódica deve ocorrer.

O uso de armaduras de FRP para estruturas de concreto protendido aumentou nas últimas décadas, principalmente o uso de CFRP, material de baixo peso, alta resistência e rigidez, e não corrosivo.

O uso de novos materiais (cabos ou barras de CFRP) têm demonstrado excelentes qualidades. Entretanto, o comportamento elástico linear destes materiais na ruptura requer considerações especiais de projeto para garantir segurança da construção quanto a uma possível falha repentina do material.

Uma das aplicações dos princípios da protensão corresponde a recuperação de estruturas com protensão externa usando compósitos de FRP e CFRP. É um método atrativo porque:

- aumenta pouco o peso da estrutura original;
- a aplicação causa poucos distúrbios aos usuários;
- tem facilidade para monitoramento e manutenção;
- as perdas de protensão podem ser recuperadas; e
- a substituição dos cabos é simples.

Muitas pesquisas têm sido elaboradas com materiais compósitos. No Japão um extenso programa nacional tem sido responsável por examinar estruturas de concreto reforçadas com FRP. Muitos sistemas comerciais de barras e cordoalhas têm sido desenvolvidos. Em 1995 os japoneses criaram as primeiras normas para a aplicação de FRP em estruturas de concreto, publicadas em inglês em 1997. Canadenses e alemães também pesquisaram o uso de FRP em sistemas de protensão, porém são os suíços quem lideram as pesquisas nesta área.

Tendões de FRP estão disponíveis comercialmente em diversos tipos dependendo do fabricante. Podem ser barras, cabos, cordoalhas, faixas retangulares, cabos entrelaçados e fios múltiplos entrelaçados.

Basicamente, os problemas observados no uso de protensão com FRP se referem à ancoragem. Do total das falhas encontradas na aplicação deste sistema, 90% se referem à ancoragem (NORDIN, 2003). Nos anos 70, as ancoragens em cunha existentes esmagavam os cabos de FRP, criando graves problemas de durabilidade. Hoje, tanto as ancoragens em cunha quanto as grauteadas têm resolvido satisfatoriamente o problema. Além disto, os muitos tipos de tendões dão aos engenheiros a possibilidade de escolher o mais adequado ao projeto.

### 5.3 RECUPERAÇÃO E/OU REFORÇO DE ESTRUTURAS DE CONCRETO COM CFRP

Nos últimos anos o desenvolvimento da técnica de reparos com placas coladas tem mostrado ser aplicável para a maioria dos casos existentes na indústria da construção civil. Nesta técnica, lâminas ou tecidos de pouca espessura são coladas, com adesivo à base de epóxi, para aumentar a resistência de uma estrutura de concreto existente. A estrutura original e o material colado criam um novo elemento estrutural mais rígido e com muito mais resistência.

O método de colar chapas de aço para reforçar estruturas de concreto foi muito utilizado nos anos 70. Porém, as propriedades do aço como material de reforço nem sempre são as ideais. De acordo com (HAMILTON; BREEN, 1995; *appud* MÉIER, 2003), os aspectos mais importantes para um material de recuperação e/ou reforço de estruturas de concreto são:

- durabilidade;
- fadiga;



- resistência;
- reposição; e
- aplicabilidade.

Além dos problemas como a corrosão, existem outras desvantagens das chapas de aço em relação aos materiais compósitos, como por exemplo as dificuldades para levantar pesadas placas e montá-las. Desta forma, os gastos com equipamentos especiais para transporte e montagem sempre foram significativos. Segundo BEBER (2000), para um mesmo incremento de resistência, 2 kg do material compósito poderiam substituir 47 kg de aço.

Outra vantagem da aplicação de CFRP diz respeito à possibilidade de se utilizar diversas formas geométricas, aliadas ao comprimento, à forma contínua e a maleabilidade oferecida por certos tipos de tecidos. Isto permite o uso em locais mais complexos, onde a utilização das chapas se torna difícil. A leveza e a facilidade de aplicação acabam tornando este sistema muito rápido em sua aplicação.

TALJSTEN (2003), coloca como vantagem importante o fato de poder aplicar o reforço com CFRP mesmo com cargas dinâmicas atuando na estrutura em serviço, além do fato do reforço não alterar as formas geométricas da estrutura.

Entre as desvantagens deste sistema podemos citar a incompatibilidade desses materiais com uma superfície irregular, a sua baixa resistência ao fogo e a exposição aos raios ultravioletas. Porém, estes são problemas presentes também em outros sistemas de reforço como os de chapas de aço coladas com epóxi.

A TABELA 2 apresenta um quadro comparativo entre as técnicas com colagem de chapas de aço e CFRP.

Hoje, reforçar estruturas de concreto com a aplicação de lâminas ou tecidos de CFRP constituem uma técnica amplamente aceita. São muitas as pesquisas e os exemplos de obras recuperadas e/ou reforçadas. As normalizações estão em fase de compilação em vários países, como por exemplo, na Suécia onde existe um guia para reforço de pontes com CFRP aceito pela *Road Administration* desde 1999 (TALJESTEN, 2002).

TABELA 2 - COMPARATIVO ENTRE AS TÉCNICAS COM COLAGEM DE CHAPAS DE AÇO E CFRP

Reforço com Chapas de Aço	Reforço com CFRP
Alto risco de corrosão	Sem corrosão
Resistência à fadiga proporcionalmente menor	Resistência à fadiga proporcionalmente maior
Alto peso das placas	Baixo peso do material
Difícil de transportar	Fácil de transportar
Muitas emendas	Sem emendas
Resistência proporcionalmente menor	Resistência proporcionalmente maior
Necessita de andaimes metálicos	Não necessita de andaimes metálicos
Difícil de aplicar	Fácil de aplicar

FONTE: O AUTOR

Os procedimentos básicos para a aplicação de um reforço com sistemas compósitos são:

- a. Recuperação do substrato de concreto, de maneira a habilitá-lo a receber o reforço:

As correções das patologias mais comuns incluem as decorrentes da corrosão. Neste caso, é necessário a remoção do concreto desagregado por todo o entorno da armadura, seguido da limpeza e passivação. A seguir, deve ser feita a recomposição do substrato de concreto. No caso de existirem fissuras com aberturas maiores que 0,25 mm podem ser utilizados os processos tradicionais de injeção com epóxi.

- b. Limpeza da superfície a ser colada:

As remoções da poeira, óleos, graxas ou partículas soltas devem ser executadas por lixamento mecânico, aplicação de jato d'água ou de areia. A superfície deve estar completamente seca e todas as irregularidades, como as saliências causadas pelas juntas das formas, corrigidas.

- c. Imprimação primária utilizando rolos ou pincéis:

Nem todos os sistemas necessitam desta imprimação.

- d. Correção dos vazios ou ninhos de concretagem.

Devem ser preenchidos com massas regularizadoras (“putty fillers”).

A aplicação do adesivo depende do sistema utilizado. Para tecidos, em alguns sistemas, o adesivo é aplicado na superfície de concreto e no tecido de CFRP e, em outros, o adesivo é colocado somente no tecido de CFRP. Este procedimento é repetido para cada camada projetada. Para laminados, o mais comum é colocar o adesivo no laminado e posteriormente aplicá-los juntos na superfície do concreto.

Se o material aplicado for um tecido, uma camada adicional de adesivo pode ser aplicada. Tecidos podem levar diversas camadas e a aplicação de uma camada externa de adesivo é recomendada. Laminados são aplicados em uma única camada e não levam camada externa de adesivo.

Se for necessário, por razões estéticas, esconder o sistema, uma camada final de acabamento pode ser utilizada (“topcoats”).

#### 5.4 LAMINADOS DE CFRP PRÉ-TENSIONADOS.

Segundo NORDIN (2003), são quatro as principais razões pelas quais pode ser vantajoso pré-tensionar o compósito CRFP:

- melhor utilização da resistência do material;
- descarregar a armadura de aço;
- diminuir o tamanho das fissuras e a distância entre elas; e
- possibilitar carregamentos altos antes do início do escoamento da armadura.

Faixas e laminados constituem uma técnica de reforço com pré-tensionamento que devem ser muito bem investigadas. Problemas com fendilhamento na extremidade têm apresentado resultados interessantes quando se utilizam ancoragens mecânicas (NANNI, 2000; EL-HACHA, 2003; ROLO, 2000).

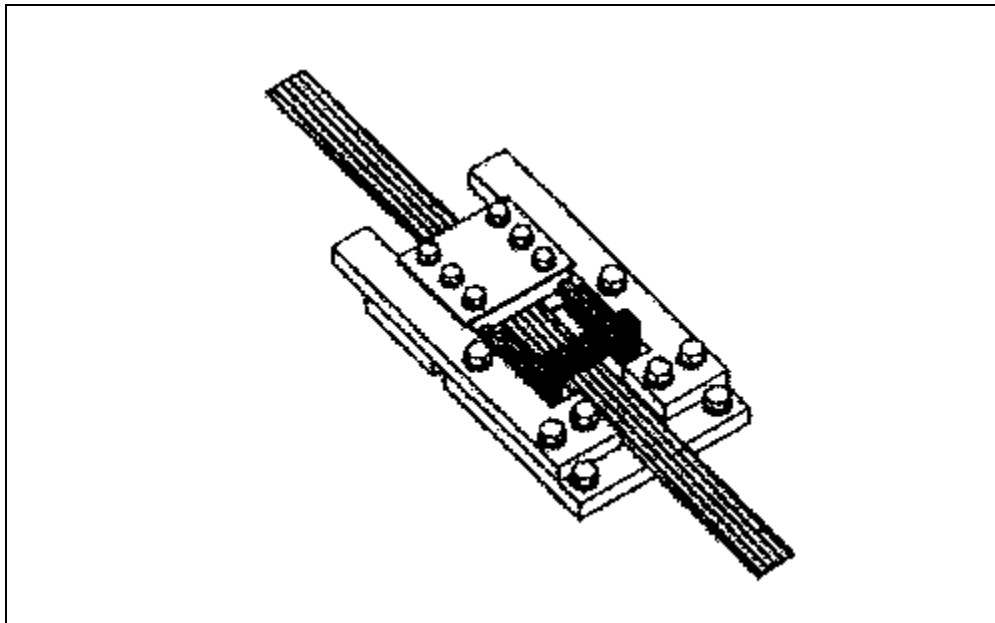
Segundo NORDIN (2003), pelo menos três sistemas de protensão tem sido investigados para pré-tensionar compósitos de CFRP/FRP:

- protensão utilizando estruturas independentes;
- protensão utilizando a própria viga como suporte das reações das cargas de protensão; e
- protensão com descarregamento da viga.

Estudos com reforços de CFRP/FRP pré-tensionados têm mostrado, freqüentemente, que as práticas de protensão desenvolvidas em laboratórios não são aprovadas nos processos reais de reparos de estruturas de concreto. Um sistema completo tem que ser eficiente tanto na técnica da protensão como no sistema de ancoragem.

Um exemplo de um sistema de ancoragem para pré-tensionar laminados e faixas de CFRP foi desenvolvido por ANDRA; MAIER (1999), na Suíça e pode ser visto na FIGURA 9. Neste sistema um cilindro hidráulico em miniatura é usado para pressionar verticalmente o material.

FIGURA 9 - SISTEMA DE ANCORAGEM PARA LAMINADO DE CFRP PRÉ-TENSIONADO DESENVOLVIDO NO EMPA – LABORATÓRIO SUÍÇO DE TESTES E MATERIAIS



FONTE: ADAPTADO DE ANDRA; MAIER (1999) *APPUD* NORDIN, H. **FIBRE REINFORCED POLYMERS IN CIVIL ENGINEERING**. SWEDEN, 2003. 143 f. LICENTIATE THESIS (STRUCTURAL ENGINEERING), LULEA UNIVERSITY OF TECHNOLOGY.

EL-HACHA (2003), descreve um sistema que possui partes maiores que o sistema desenvolvido por ANDRA; MAIER (1999), mas que tem apresentado resultados promissores. Para tecidos que podem ser dobrados são utilizadas placas de ancoragem coladas e parafusadas em uma das faces de extremidade da viga. Na outra extremidade, onde será aplicada a força de protensão, é colocada uma placa de ancoragem metálica ligada ao cilindro hidráulico que aplicará a força. O tecido em forma de “U” é colado na face superior e inferior da placa. Para os laminados o ideal

é fazer um sanduíche envolvido com duas placas metálicas coladas e parafusadas (FOTO 1 do ANEXO 1). Na outra extremidade, a ancoragem tem que ser executada na face inferior da viga, com a placa colada no laminado e no concreto, além dos conectores adicionais parafusados, criando um sistema de ancoragem fixo (FOTO 2 do ANEXO 1).

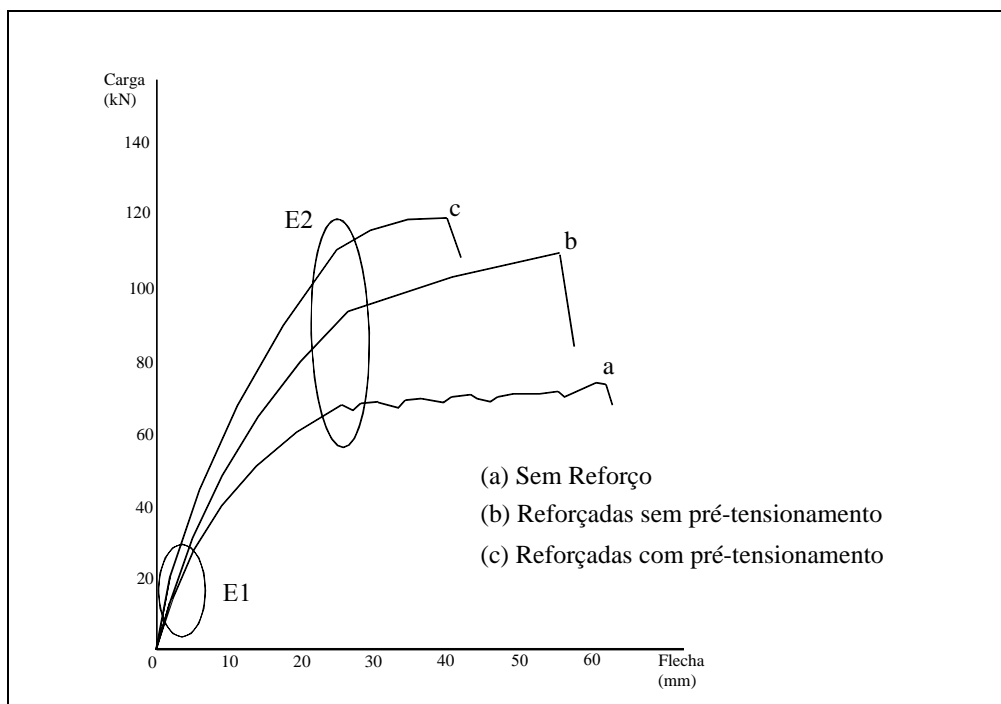
Antes de um reforço ser executado, é importante que as condições da estrutura original sejam examinadas para verificar se a técnica de reforço pode ser aplicada (TALJESTEN, 2003). Se o concreto não estiver em boas condições o reforço com laminados pré-tensionados pode não ser possível. A qualidade do sistema depende altamente da superfície onde será colado o reforço. Depois de pronto, o reforço pode receber um acabamento adequado às necessidades estéticas da obra.

#### 5.4.1 Solicitações Normais

De acordo com WIGHT (1995) e NORDIN (2001) *appud* NORDIN (2003), a maior vantagem de se pré-tensionar laminados de CFRP é permitir o aumento do carregamento antes do início do escoamento da armadura de aço. Estudos têm mostrado um aumento de mais de 50% na carga aplicada, quando comparadas com estruturas de referência sem reforço e, mais de 25% quando comparadas com estruturas reforçadas sem pré-tensionamento. A FIGURA 10 mostra o diagrama carga x deslocamento no meio do vão. Duas elipses (E1) e (E2) marcam a região do início da fissuração do concreto e a região onde estão as cargas correspondentes ao início de escoamento do aço.

Se o reforço for executado com laminados de CFRP sem pré-tensionamento, freqüentemente a armadura de aço atinge sua capacidade resistente limite. Se o reforço for pré-tensionado, um carregamento maior será necessário para esta armadura de aço escoar. Isto pode ser benéfico para a maioria das estruturas.

FIGURA 10 - VIGAS REFORÇADAS COM CFRP



FONTE: ADAPTADO DE NORDIN, H. **FIBRE REINFORCED POLYMERS IN CIVIL ENGINEERING**. SWEDEN, 2003. 143 f. LICENTIATE THESIS (STRUCTURAL ENGINEERING), LULEA UNIVERSITY OF TECHNOLOGY.

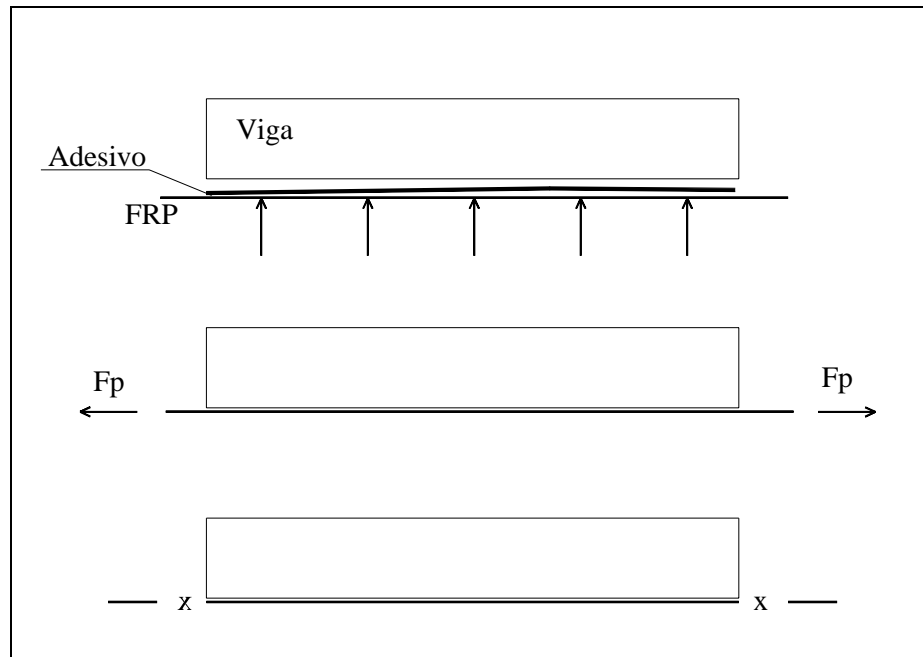
NOTA: E1: Região de início de fissuração do concreto.  
E2: Região de início de escoamento do aço.

Segundo NORDIN (2003), na medida em que se aumenta o pré-tensionamento no laminado de CFRP diminui a tensão nas armaduras de aço e menores flechas podem ser obtidas. Os reforços para maiores carregamentos exigem maiores taxas de CFRP. Para um mesmo carregamento, um aumento do material de reforço diminui as deflexões no meio do vão. A partir da execução do reforço pré-tensionado a armadura de aço e o laminado de CFRP passarão a atuar conjuntamente permitindo não só o aumento do momento de fissuração, como também um carregamento mais elevado para que ocorra o escoamento das armaduras de aço.

Na FIGURA 11 está mostrado um exemplo de reforço com CFRP pré-tensionado. Um adesivo estrutural é aplicado no CFRP. Este CFRP é colocado em contato com a superfície da estrutura através de uma força distribuída verticalmente. A seguir, uma força horizontal de protensão é aplicada e, quando o

adesivo estiver suficientemente curado, a força de protensão é liberada e as extremidades do CFRP são cortadas.

FIGURA 11 - REFORÇO COM CFRP/FRP PROTENDIDO



FONTE: ADAPTADO DE TRIANTAFILLOU; DESKOVIC (1991) *APPUD* NORDIN, H. **FIBRE REINFORCED POLYMERS IN CIVIL ENGINEERING**. SWEDEN, 2003. 143 f. LICENTIATE THESIS (STRUCTURAL ENGINEERING), LULEA UNIVERSITY OF TECHNOLOGY.

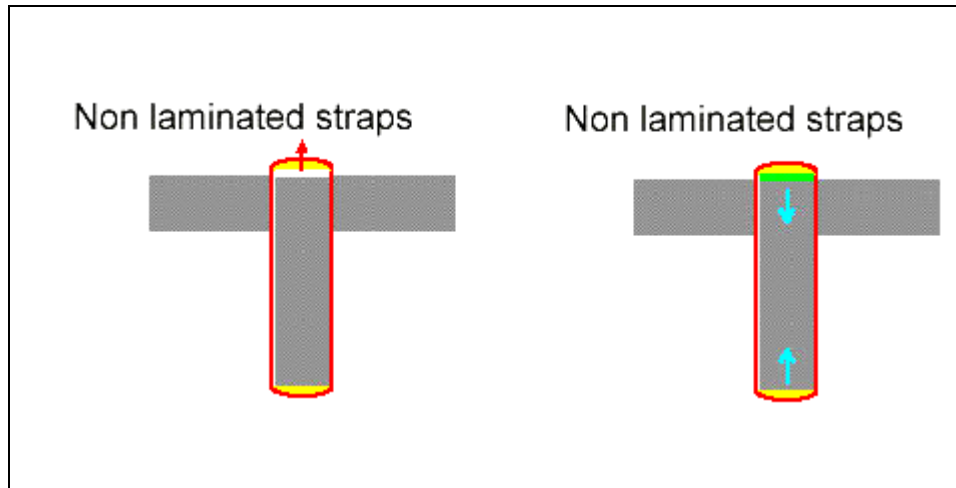
#### 5.4.2 Solicitações Tangenciais

O sistema de ancoragem metálica aplicado na extremidade do laminado, para melhorar as condições de aderência próximas aos apoios (máximo cortante), pode alterar o modo de ruptura da estrutura (FOTO 2 do ANEXO 1). O efeito da compressão provocado pela fixação de braçadeiras metálicas tende a confinar o concreto (equivale a uma protensão no sentido vertical da viga), reduzindo a fissuração devido à força cortante. Como resultado deste procedimento, a ruptura deve ocorrer na interface adesivo / CFRP ou dentro das camadas mais internas do concreto (GARDEN; HOLLAWAY (1998) *appud* NORDIN).

MÉIER (2003), utiliza este tipo de confinamento para reforço da armadura de cisalhamento, com compósitos pré-tensionados de CFRP não laminados, considerando esta como uma técnica inovadora para a melhoria da resistência ao esforço cortante (FIGURA 12). O processo pode ser adaptado para comprimir as placas de ancoragem na extremidade do reforço, substituindo as braçadeiras

metálicas. Os estudos demonstram resultados promissores no aumento da resistência ao esforço cortante.

FIGURA 12 - APLICAÇÃO DA PROTENSÃO EM ESTRIBOS E LIBERAÇÃO DA CARGA



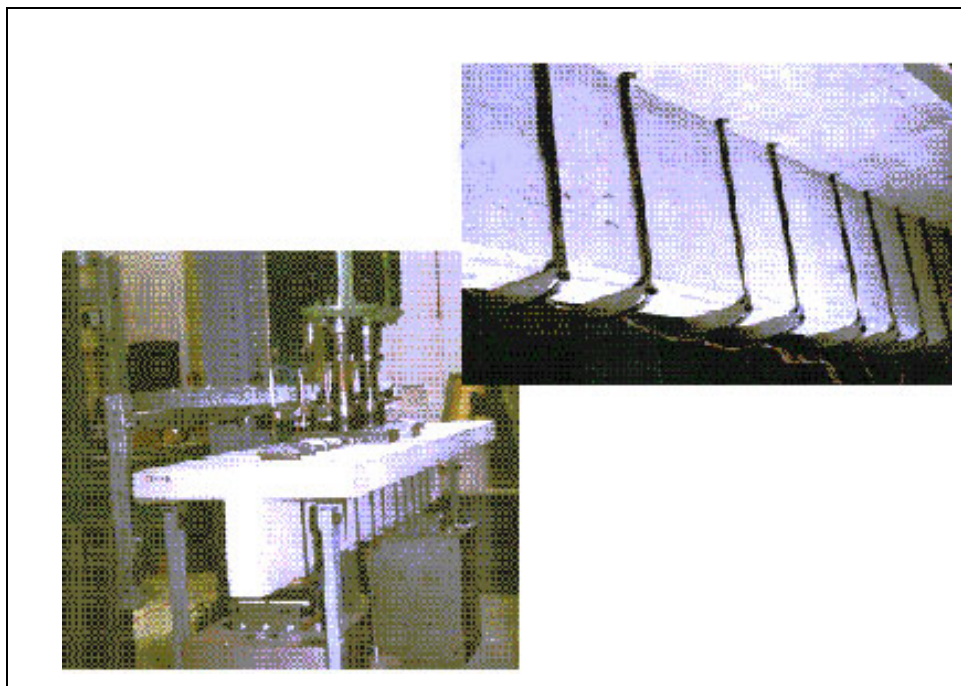
FONTE: ADAPTADO DE MÉIER, U. **MATERIAIS AVANÇADOS: MUDANDO DA TRADICIONAL PARA NOVAS TECNOLOGIAS EM ENGENHARIA CIVIL**. In: EPUSP, 5., 2003, SÃO PAULO.

A transferência das cargas de protensão deve contar com a ajuda de calços metálicos arredondados que são colocados antes da liberação das cargas (FIGURA 13). Geralmente a ruptura destes reforços ocorre nas curvaturas (FIGURA 14).

A protensão melhora significativamente o equilíbrio das forças internas, o que leva, quase sempre, a maiores cargas de ruptura. A aplicação de maiores cargas implica em maiores cuidados na sua execução. Se existirem imperfeições na superfície do concreto em contato com a face tensionada do laminado de CFRP, ele pode se separar da viga. Isto indica que o pré-tratamento da superfície é mais importante quando os laminados são pré-tensionados, principalmente para o reforço do esforço cortante. Como o esforço cortante aumenta nas regiões próximas à extremidade do laminado, torna-se necessário um sistema de ancoragem o mais adequado possível (WIGHT, (1995) apud NORDIN).

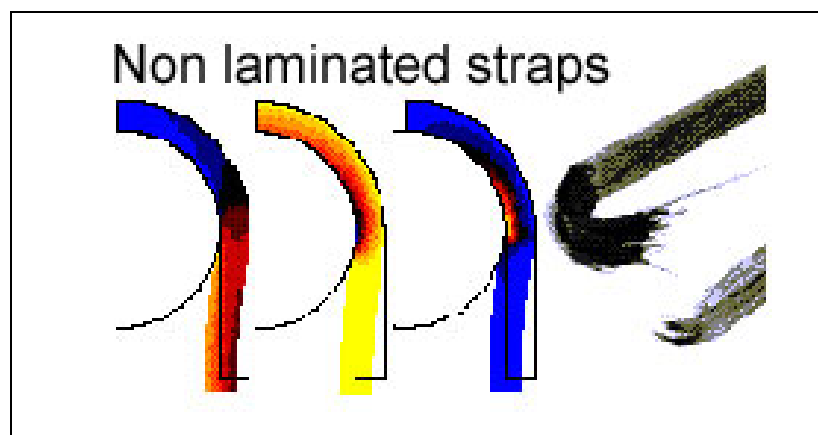


FIGURA 13 - CALÇOS METÁLICOS PARA ESTRIBOS PRÉ-TENSIONADOS DE CFRP



FONTE: ADAPTADO DE MÉIER, U. **MATERIAIS AVANÇADOS:MUDANDO DA TRADICIONAL PARA NOVAS TECNOLOGIAS EM ENGENHARIA CIVIL**. In: EPUSP, 5., 2003, SÃO PAULO.

FIGURA 14 - RUPTURA EM ESTRIBOS DE CFRP PRÉ-TENSIONADOS



FONTE: ADAPTADO DE MÉIER, U. **MATERIAIS AVANÇADOS:MUDANDO DA TRADICIONAL PARA NOVAS TECNOLOGIAS EM ENGENHARIA CIVIL**. In: EPUSP, 5., 2003, SÃO PAULO.

## 5.5 PROCEDIMENTOS PARA APLICAÇÃO DE UM REFORÇO COM LÂMINAS PRÉ-TENSIONADAS

Os procedimentos para a execução de um reforço ou recuperação de uma estrutura com laminados de CFRP pré-tensionados seguem os procedimentos usuais para reforços com materiais compósitos acrescido dos procedimentos de protensão adaptados às condições físicas da estrutura existente. Vigas com maiores vãos facilitam a utilização do sistema de laminas pré-tensionadas. MÉIER (2003) mostrou os procedimentos básicos para a aplicação de um reforço com lâminas pré-tensionadas, utilizando a reação da própria viga para a protensão (ANEXO 5). De forma resumida, os procedimentos básicos são:

- a. Limpeza e correção da superfície;
- b. Ancoragem inicial de uma extremidade da lâmina:  
Este procedimento exige o cálculo do comprimento mínimo de ancoragem e o reforço com conectores mecânicos adicionais. Os conectores devem ser colados e não somente parafusados, evitando escorregamentos. O tempo de cura do adesivo estrutural deve ser respeitado. Laços de tecido de CFRP podem ser utilizados em substituição aos conectores mecânicos.
- c. Definição do tipo de protensão mais adequado:  
Como suporte para a protensão podem ser utilizados elementos estruturais externos ou a própria viga;
- d. Posicionamento da lâmina de CFRP para protensão:  
A lâmina deverá estar alinhada e em condições de ser nivelada durante o pré-tensionamento. Se necessário, a extremidade que será ligada ao equipamento de protensão deve conter um sanduíche de chapas metálicas para propiciar uma espessura maior do material que será agarrado;
- e. Colocação do adesivo estrutural:  
Na lâmina, a espessura deve ser da ordem de 1 mm e na superfície do concreto em torno de 2 mm, respeitando o tempo de endurecimento do mesmo;
- f. Execução da protensão com valores de pré-alongamento da lâmina de CFRP previamente estabelecidos;

- g. Colocação de ancoragem adicional com conectores mecânicos ou laços de CFRP na extremidade da lâmina que foi ligada ao equipamento de protensão;
- h. Cura do adesivo estrutural;
- i. Liberação da carga de protensão;
- j. Retirada do equipamento de protensão e colocação da estrutura em serviço para as novas solicitações dimensionadas.

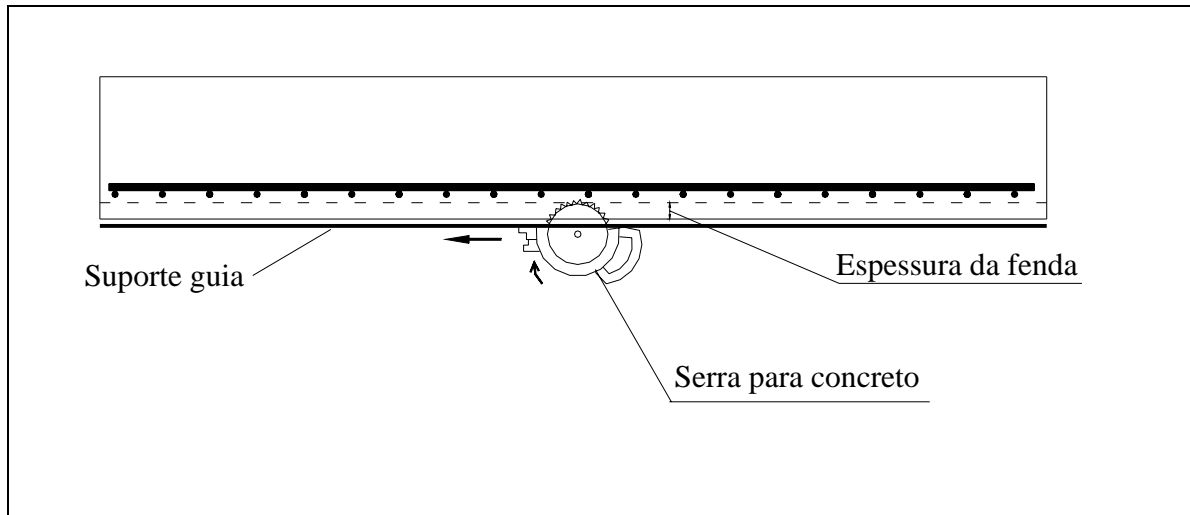
## 5.6 NEAR SURFACE MOUNTED REINFORCEMENT - NSRM PARA APLICAÇÃO NO REFORÇO COM LÂMINAS PRÉ-TENSIONADAS.

O método NSRM pré-tensionado utiliza a mesma metodologia para o dimensionamento dos reforços com CFRP e pode utilizar também os mesmos procedimentos para a sua execução. A diferença está no posicionamento, para a aderência, do laminado ou das barras de CFRP. Neste sistema, as lâminas ou barras de CFRP são embutidas dentro do concreto. Para tanto, fendas devem ser abertas na superfície do concreto para que possibilitem o total envolvimento do reforço. O reforço perde um pouco da sua altura útil porém ganha em outras vantagens (FIGURA 15).

O uso de NSRM para estruturas de concreto não é invenção nova. Um tipo de NSRM tem sido utilizado desde 1940, onde um reforço com barras de aço foi colocado em aberturas no concreto e recoberto com um concreto adicional (ASPLUND, 1949 *appud* TALJSTEN, 2003). Tem sido comum o uso de barras de aço fixadas externamente na estrutura e recobertas com argamassa de alta resistência ou microconcreto. Nestas aplicações, existe a dificuldade freqüente de se conseguir uma boa aderência na estrutura original e em muitos casos não é fácil concretar em volta das barras de reforço. Estes problemas começaram a ser solucionados a partir dos anos 60, quando foram desenvolvidos adesivos resistentes como o epóxi. Aumentaram a aderência e a facilidade de recobrimento das barras de aço de reforço. Permaneceu a sensibilidade das barras de aço à corrosão. Embora envolvidas o tempo todo pelo recobrimento de epóxi as barras de aço não obtiveram as melhorias esperadas na resistência à corrosão. Não se pode dizer que o uso da técnica do NSMR para aplicação com barras de aço foi um sucesso. Entretanto com

o uso de CFRP na técnica do NSMR algumas das desvantagens da utilização das barras de aço no passado foram suplantadas.

FIGURA 15 - ABERTURA DE FENDAS NO CONCRETO PARA NSRM



FONTE: ADAPTADO DE OJHA, A. **THE EXECUTION OF CARBON FIBRE REINFORCED POLYMER STRENGTHENING WORK**. SWEDEN, 2003. 87 f. MASTER THESIS (STRUCTURAL ENGINEERING), LULEA UNIVERSITY OF TECHNOLOGY.

As vantagens adicionais do sistema NSRM sobre os sistemas que simplesmente colam o reforço pré-tensionado são citadas a seguir:

- o reforço embutido no concreto fica mais protegido quanto ao vandalismo;
- melhora a proteção térmica para o caso de incêndio;
- diminui a exposição do adesivo estrutural à base de epóxi aos raios ultravioleta;
- o impacto de veículos ou objetos não incide diretamente sobre o reforço;
- aumenta a superfície de contato para a aderência;
- facilita a ancoragem, eliminando a possibilidade de estrangulamento do reforço quando da utilização de chapas metálicas parafusadas e
- aumenta a vida útil do reforço.

## 5.7 COMPARAÇÃO ENTRE REFORÇOS DE CFRP COLADOS EXTERNAMENTE

Cada tipo de reforço com CFRP possui características próprias. A TABELA 3 mostra aspectos e aplicações dos reforços de CFRP colados externamente.

TABELA 3 - COMPARATIVO ENTRE MATERIAIS CFRP LAMINADOS, TECIDOS E NSRM (continua)

	Laminados	Tecidos	NSRM
Forma	Faixas Retangulares.	Mantas com fibras unidirecionais ou bidirecionais.	Faixas Retangulares ou laminadas.
<b>Espessura</b>	1.0 - 2.0 mm	0.1 - 0.5 mm	1.0 - 10 mm
<b>Largura</b>	50 - 150 mm	200 - 600 mm	10 - 30 mm
<b>Uso</b>	Colagem simples do perfil com adesivos.	Colagem e impregnação da fibra seca com resina e cura no local.	Colagem simples do perfil com adesivos ou cimento em aberturas pré-serradas e recobrimento.
<b>Aspectos de Aplicação</b>	Para superfícies retas.	Fácil de aplicar em superfícies curvas.	Para superfícies retas.
	Adesivos tixotrópicos para colagem.	Resinas de baixa viscosidade para colagem e impregnação.	Aderência com adesivos tixotrópicos. É possível o uso de argamassas de cimento para aderência.
	Não mais de uma camada é recomendado.	Múltiplas camadas podem ser utilizadas, mais de 10 é possível.	Depende da distância da armadura de aço.
	A rigidez do laminado e o uso de adesivos permitem corrigir certas superfícies irregulares.	Irregularidades precisam ser corrigidas e niveladas.	As aberturas precisam ser serradas na superfície do concreto.
	Simples no uso. Garantia de qualidade de fabrica.	A qualidade do sistema precisa ser bem documentada.	As aberturas precisam ser limpas cuidadosamente antes da colagem.
	Adequado para reforço à flexão.	Adequado para reforço à flexão e esforço cortante.	Adequado para reforço à flexão.
	Desprotegido contra o impacto e o vandalismo.	Parcialmente protegido contra o impacto e o vandalismo.	Protegido contra o impacto e o vandalismo.

TABELA 3 - COMPARATIVO ENTRE MATERIAIS CFRP LAMINADOS, TECIDOS E NSRM (conclusão)

	Laminados	Tecidos	NSRM
<b>Forma</b>	Faixas Retangulares.	Mantas com fibras unidirecionais ou bidirecionais.	Faixas Retangulares ou laminadas.
	Precisa ser protegido contra o fogo.	Precisa ser protegido contra o fogo.	Exige menor proteção contra o fogo.
	Fácil de ocultar.	Deve ser combinado com sistemas de acabamento como gesso ou pintura.	Quase totalmente embutido no concreto.

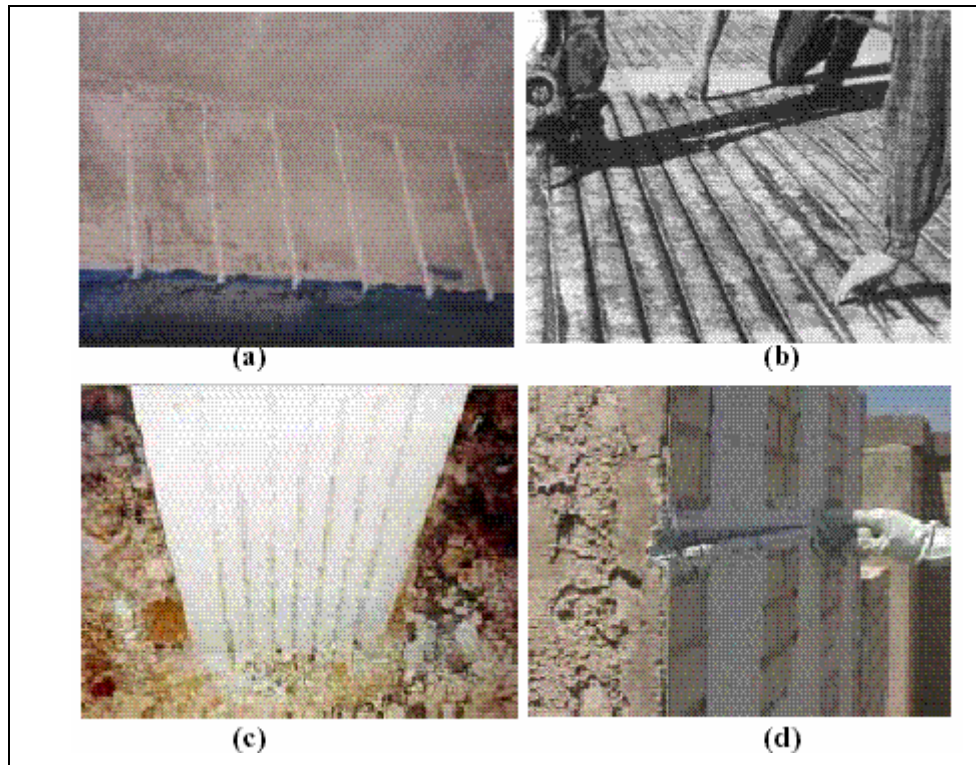
FONTE: ADAPTADO DE CAROLIN, A. **CARBON FIBRE REINFORCED POLYMERS STRNGTHENING OF STRUCTURAL ELEMENTS**. SWEDEN, 2003. 175 f. DOCTORAL THESIS (STRUCTURAL ENGINEERING), LULEA UNIVERSITY OF TECHNOLOGY.

Um aspecto importante que diferencia os laminados NSRM dos laminados colados é que a energia necessária para remove-los é, em muitos casos, bem maior. Outro aspecto considerável é que os laminados NSRM resistem de maneira bem melhor ao destacamento do tipo “*peeling off*”.

De acordo com de LORENZIS; NANNI (2000), as vantagens de se utilizar o sistema NSRM em lugar dos laminados colados externamente correspondem as possibilidades de ancorar as lâminas ou barras dentro dos membros estruturais adjacentes, para um menor tempo de instalação. Além disto, esta técnica é particularmente atraente para reforços à flexão nas regiões de momento fletor negativo em lajes e vigas, onde o reforço externo pode ficar sujeito a agressões mecânicas ou do meio ambiente e ainda necessitarem de um recobrimento de proteção que poderá interferir no acabamento final (FIGURA 16).

Não há dúvida que reforçar estruturas de concreto com a técnica NSRM com laminados ou barras de CFRP pré-tensionadas é um excelente sistema de reforço. A pré-tensão aumenta o carregamento último podendo impedir a ruptura frágil do concreto TALJSTEN (2003).

FIGURA 16 - EXEMPLOS DE NSRM UTILIZANDO MATERIAIS CFRP



FORTE: LORENZIS, L.; NANNI, A.; TEGULA, A. L. **STRENGTHENING OF REINFORCED CONCRETE STRUCTURES WITH NEAR SURFACE MOUNTED FRP RODS**. IN INTERNATIONAL MEETING ON COMPÓSITO MATERIALS, 2000, MILAN, ITALY.

NOTA: (a) reforço à força cortante;  
 (b) reforço superior de lajes;  
 (c) reforço de Pilar; e  
 (d) reforço de Parede.

Segundo CAROLIN (2003), a dificuldade maior para cabos externos protendidos e laminados colados tem sido a ancoragem. Para laminados os problemas decorrem das altas tensões de fendilhamento e força cortante nas extremidades. Frequentemente o dispositivo de ancoragem apresenta problemas para suportar as altas tensões que ocorrem no uso de CFRP/FRP com protensão. Entretanto, devido a um grande número de detalhes de ancoragem que têm sido desenvolvidos, torna-se notório o aperfeiçoamento nos sistemas de ancoragem. Os métodos têm mostrado resultados promissores tanto nos testes de laboratório quanto nas aplicações de reforço de estruturas, inclusive em ambientes agressivos (BARGER, 2000). A falta de uma normalização para aplicação de sistemas de ancoragem ainda é o maior desafio a ser enfrentado.

## CAPÍTULO 6

### REFORÇO À FLEXÃO – CRITÉRIOS DE DIMENSIONAMENTO PARA LÂMINA PRÉ-TENSIONADA

#### 6.1 INTRODUÇÃO

Nos últimos anos vem se observando um aumento no emprego de laminados reforçados com fibras de carbono para o reforço de estruturas de concreto armado. As excelentes características mecânicas e a sua fácil aplicação possibilitaram a sua rápida inserção no campo do reforço estrutural (ARAÚJO; BITTENCURT, 2003). Embora a utilização desta técnica seja crescente ainda contamos com poucos fornecedores do material no Brasil, seu custo é elevado, a mão-de-obra é especializada e, desta forma, muitas vezes, estes fatores tornam inviável sua aplicação.

No Brasil ainda não há norma específica para projetos de reforço utilizando materiais compósitos. Por isso, as obras já executadas com essa técnica se baseiam em normas internacionais ou nas recomendações dos fabricantes dos produtos. Segundo ARAÚJO; BITTENCOURT (2003), algumas das principais recomendações internacionais para o reforço utilizando os polímeros reforçados com fibras (FPR) são:

- Código do ACI, Committee 440;
- Boletim nº 14 da FIB; e
- Recomendação nº 23 (1997), da Japan Society of Civil Engineers -. JSCE.

As adaptações efetuadas nestes procedimentos de dimensionamento, encontrados na literatura estrangeira e nos catálogos traduzidos, podem levar a erros que, em muitas vezes, vão contra a segurança. Partindo-se disto, procurou-se adaptar os procedimentos reconhecidos e os conhecimentos de alguns pesquisadores brasileiros a uma sistemática mais simples e adaptada com a nova norma brasileira NBR 6118. Para tanto, utilizou-se uma adaptação da metodologia empregada por MARINO (2003), para o dimensionamento de vigas de concreto armado no estado limite último.



Neste capítulo são discutidos os coeficientes de segurança e os critérios de dimensionamento à flexão das recomendações internacionais.

A adoção da pré-tensão na lâmina de CFRP já aparecia nos procedimentos adaptados no Brasil na forma de uma deformação inicial, portanto a sua inclusão neste trabalho possui um aspecto inédito apenas sob a forma da aplicação no estudo experimental.

Segundo ARAÚJO; BITTENCOURT (2003), elementos de concreto armado devem ser reforçados à flexão através do uso de compósitos de FRP colados nas zonas tracionadas, com direção das fibras paralelas aos esforços de tração. O reforço deve ser dimensionado para o estado limite último com o dimensionamento da seção inicialmente tida como normalmente armada, obtendo-se assim o melhor aproveitamento do concreto, aço e FRP. O foco central da análise deve ser os modos de ruína.

A análise no estado limite último permite determinar a capacidade da seção transversal através do equilíbrio de forças e momentos, da compatibilidade de deformações específicas e das leis constitutivas dos materiais. O efeito do carregamento inicialmente aplicado à estrutura deve ser levado em consideração para o reforço do elemento. Como as tensões normais de tração, causadas pelo carregamento inicial, normalmente superam os valores limites do concreto (momentos fletores causados pelo carregamento inicial maior que o momento de fissuração), os procedimentos de dimensionamento e verificação deverão ser efetuados para seções fissuradas.

## 6.2 COEFICIENTES DE SEGURANÇA À FLEXÃO PARA O REFORÇO

Segundo ARAÚJO, A. (2002), a inexistência de uma sistemática racional de dimensionamento, na qual são aplicados os conceitos básicos do estado limite último da NBR 8681 (1984), especialmente no que diz respeito à adoção de um coeficiente de segurança para o CFRP, leva à aplicação errônea de filosofias não condizentes com a prática brasileira de projeto estrutural. A simples utilização das recomendações contidas em catálogos traduzidos, sem explicações detalhadas da metodologia a ser aplicada, pode levar a erros de dimensionamento.

Segundo SÁNCHEZ (2001), tanto os catálogos de dimensionamento dos fabricantes como a prática de dimensionamento de concreto estrutural norte americana seguem o Ultimate State Design – U.S.D. (Estado Limite de Projeto), onde deve ser verificada a inequação:

$$\phi M_n \geq M_u \quad (1)$$

onde:

$$M_u = 1,4M_D + 1,7M_L \quad (2)$$

Substituindo (2) em (1), tem-se:

$$M_n \geq \frac{1,4M_D + 1,7M_L}{\phi} \quad (3)$$

onde:

$\phi$ : fator de minoração da resistência;

$M_n$ : momento fletor resistente nominal, obtido a partir da compatibilidade das deformações, do equilíbrio interno de forças e do controle dos modos de ruína ( $M_n = f(f'_c \text{ e } f_y)$ ) – corresponde ao  $M_{Rd}$  da NBR 6118;

$f'_c$ : resistência à compressão do concreto – corresponde ao  $f_{ck}$  da NBR 6118; e

$f_y$ : resistência à tração do aço – corresponde ao  $f_{yk}$  da NBR 6118;

$M_u$ : momento fletor atuante, obtido através das combinações das ações atuantes na seção – corresponde ao  $M_{Sd}$  da NBR 6118;

$M_D$ : momento fletor devido à carga permanente (“*dead load*”) – corresponde ao  $M_{gk}$  da NBR 6118; e

$M_L$ : momento fletor devido à carga acidental (“*live load*”) – corresponde ao  $M_{qk}$  da NBR 6118.

As equações apresentadas no Ultimate State Design (EQUAÇÕES 1 a 3), indicam que o ACI não usa o conceito da Norma Brasileira NBR 6118 (2003) no que se refere a diferentes valores para os coeficientes de minoração dos materiais ( $\gamma_c$  para o concreto e  $\gamma_s$  para o aço). A correspondência entre a norma norte americana e a brasileira, no que se refere ao estado limite último, pode ser tratada como a equivalência da aplicação de  $\phi$  a aplicação dos coeficientes  $\frac{1}{\gamma_c}$  e  $\frac{1}{\gamma_s}$  como na

seguinte expressão:

$$\phi \approx \frac{1}{\gamma_c} \approx \frac{1}{\gamma_s} \quad (4)$$

O não entendimento<sup>1</sup> da EQUAÇÃO 4 pode levar a erros de projeto quando o ACI é adaptado a NBR 6118 ou a qualquer outro tipo de normalização.

A metodologia para o dimensionamento à flexão, com a adoção de um único coeficiente de segurança para os materiais, é muito questionável para aplicações em reforços estruturais SÁNCHEZ (2001). KELLEY (2000) *apud* ARAÚJO, A. (2002), determinou o coeficiente de minoração para o CFRP, através de coeficientes parciais adotados que levam em conta os seguintes fatores:

- a variedade de tipos de CFRP, considerando o tipo de fibra e de matriz, volume de fibras e processo de fabricação;
- falta de quantidade razoável de ensaios dos diversos tipos de CFRP e dos reforços em peças estruturais e
- qualidade de mão-de-obra na execução do reforço estrutural;

resultando na seguinte equação:

$$\phi_{\text{CFRP}} = \phi_{\text{MAT}} \phi_{\text{PROD}} \left( \frac{\phi_{\text{CURA}} + \phi_{\text{LOC}}}{2} \right) \phi_{\text{DEGRAD}} \quad (5)$$

onde:

- $\phi_{\text{CFRP}}$ : fator de minoração do CFRP;
- $\phi_{\text{MAT}}$ : leva em conta o desvio e o nível de imprecisão das propriedades do material, ao comparar-se os resultados de ensaios com os valores teóricos;
- $\phi_{\text{PROD}}$ : avalia a variação do produto face ao tipo de processo de produção;
- $\phi_{\text{CURA}}$ : parcela devido ao processo de cura utilizado;
- $\phi_{\text{LOC}}$ : espelha a diferença do desempenho proveniente da situação do processamento, dentre outras, e as características de campo; E

---

<sup>1</sup> O entendimento do significado da variável  $\phi$  do ACI nem sempre é simples. No caso de solicitações normais (flexão simples) o ACI assume para  $\phi$  o valor 0,90 que corresponderia a valores de  $\gamma_c$  e  $\gamma_s$  iguais a 1,11 (1/0,90). Na compressão simples o valor de  $\phi$  é tomado igual a 0,70 que corresponderia a valores de  $\gamma_c$  e  $\gamma_s$  iguais a 1,43 (1/0,70).

$\phi_{\text{DEGRAD}}$ : leva em conta o comportamento do CFRP nas condições ambientais ao longo do tempo, tais como efeitos de temperatura e fluência, variando de um modo geral entre 0,3 e 1,0.

KELLEY, (2000) *appud* ARAÚJO, A. (2002) relata que na literatura encontram-se como valores aceitáveis:

- CFRP fabricados pelo processo de pultrusão

$$\begin{aligned}\phi_{\text{MAT}} &= 0,97 & \phi_{\text{PROD}} &= 0,90 & \phi_{\text{CURA}} &= 0,90 \\ \phi_{\text{LOC}} &= 0,85 & \phi_{\text{DEGRAD}} &= 0,85 \\ \phi_{\text{CFRP}} &= 0,65\end{aligned}$$

- CFRP fabricados pelo processo da matriz saturada:

$$\begin{aligned}\phi_{\text{MAT}} &= 0,97 & \phi_{\text{PROD}} &= 0,75 & \phi_{\text{CURA}} &= 0,90 \\ \phi_{\text{LOC}} &= 0,90 & \phi_{\text{DEGRAD}} &= 0,85 \\ \phi_{\text{CFRP}} &= 0,56\end{aligned}$$

Estes valores resultaram bastante conservadores, pois considerando:

$$\phi_{\text{CFRP}} = \frac{1}{\gamma_{\text{fc}}} \quad (6)$$

onde:

$\gamma_{\text{fc}}$ : coeficiente de minoração do CFRP;

teríamos:

- CFRP fabricados pelo processo de pultrusão

$$\phi_{\text{CFRP}} = \frac{1}{0,65} = 1,54$$

- CFRP fabricados pelo processo da matriz saturada:

$$\phi_{\text{CFRP}} = \frac{1}{0,56} = 1,79$$

Os próprios autores, em 1997, recomendaram, na falta de resultados experimentais, a adoção de  $\phi_{\text{CFRP}}$  igual a 0,70 ( $\gamma_{\text{fc}} = 1,43$ ) como um valor básico para o dimensionamento à flexão.

SÁNCHEZ (2001), admite como uma primeira aproximação,  $\phi_{\text{CFRP}}$  igual a 0,77 que corresponde a um valor de  $\gamma_{\text{fc}} = 1,3$ .

As condições impostas para um reforço com CFRP devem ser mais rigorosas que as do aço ( $\gamma_{\text{fc}} > \gamma_{\text{s}}$ ) usado no dimensionamento usual à flexão, face aos seguintes motivos:

- o colapso do CFRP deve ser previsível, pois a sua alta resistência e baixa ductilidade podem levar à adoção de um reforço inadequado;
- fatores eventuais tais como incêndio, impacto de veículos e vandalismo devem, de algum modo, devem ser previstos e adequados a  $f_c$ ;
- as condições do substrato de concreto devem ser bem estudadas, pois a manutenção do reforço colado ao mesmo é fundamental para o comportamento estrutural da peça reforçada; e
- a ductilidade da peça após o reforço deve ser garantida, evitando que um reforço abundante venha a tornar a peça superarmada.

SÁNCHEZ (2001), afirma que alguns pesquisadores consideram  $\gamma_{fc}$  igual a 1,3 um valor baixo, para determinadas condições especiais de exposição do CFRP.

### 6.3 TIPOS DE RUPTURA DE VIGAS REFORÇADAS

A ruptura, de modo geral, em vigas de concreto armado reforçado externamente à flexão com CFRP, pode ocorrer de duas formas:

- clássica; ou
- prematura;

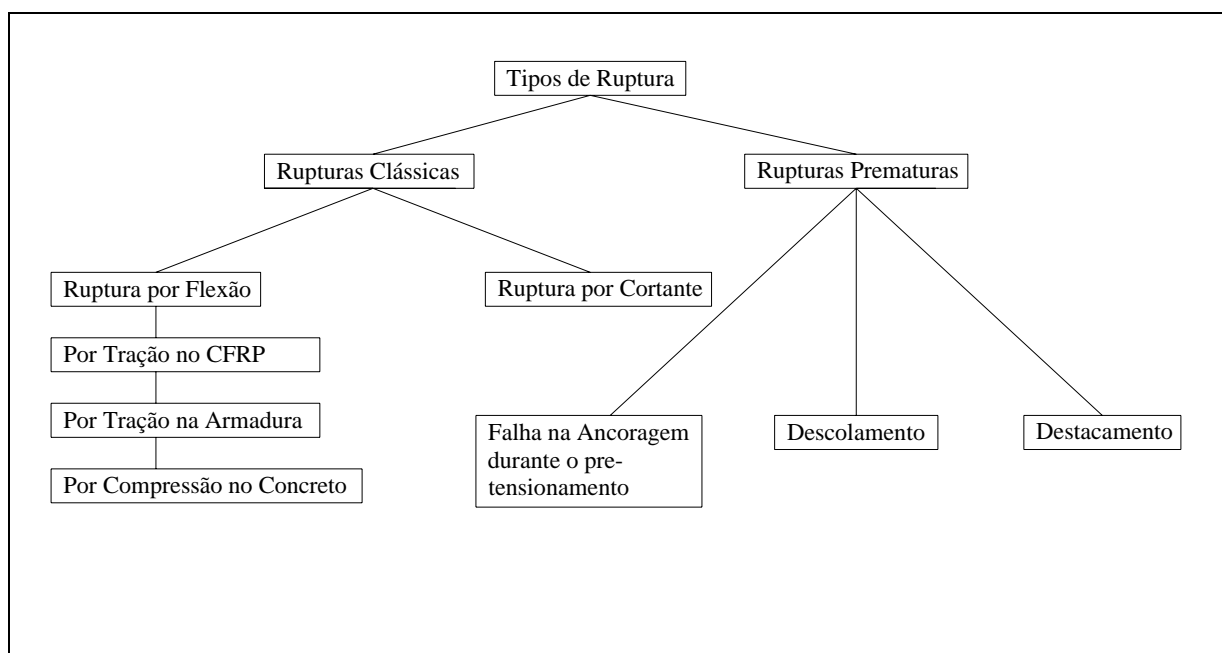
como apresentado na FIGURA 17.

Os modos de ruptura clássicos são típicos de vigas de concreto, ou seja, podem se dar por ruptura à flexão ou ruptura por cortante. A ruptura por flexão pode ocorrer devido ao rompimento do CFRP por tração ou ao esmagamento do concreto comprimido, antes ou depois do início do escoamento da armadura tracionada do elemento estrutural.

A ruptura por força cortante pode ocorrer por compressão na diagonal da treliça de Morsh ou por tração nos tirantes constituídos pelos estribos.

Os modos de ruptura prematuros numa viga de concreto reforçados com CFRP devem ser evitados, uma vez que além de se tratarem de rupturas sem aviso, ocorrem sem que a capacidade resistente do sistema de reforço tenha sido completamente atingida. O primeiro modo de ruptura prematuro se refere à falha na ancoragem durante o pré-tensionamento e foi acrescentado ao diagrama original obtido de CRAWFORD (1998); Méier (1999); EHASNI (2001).

FIGURA 17 - TIPOS DE RUPTURA EM VIGAS REFORÇADAS EXTERNAMENTE À FLEXÃO COM CFRP PRÉ-TENSIONADOS



FONTE: ADAPTADO DE CRAWFORD (1998); MÉIER (1999); ESHANI (2001) .

A possibilidade de ruptura do CFRP durante o pré-tensionamento não foi levada em consideração porque o pré-alongamento máximo recomendado não deve ultrapassar 50% do alongamento correspondente à carga de ruptura do laminado (MÉIER, 2003).

Os demais modos prematuros de ruptura se caracterizam pela ruptura por descolamento, quando a deformação da fibra alcança um valor que o conjunto adesivo/concreto não pode mais acompanhar, ou pela ruptura por destacamento, ao atingir-se o limite de resistência à tração do concreto do substrato.

O modo de ruptura prematuro por descolamento do CFRP do elemento estrutural ocorre, geralmente, por deficiências de execução do reforço, sejam estas deficiências em relação ao modo de aplicação do CFRP à viga, em relação ao modo de preparo da base, em relação aos procedimentos de ancoragem do CFRP, ou em relação às propriedades requeridas das resinas utilizadas.

O modo de ruptura prematuro, caracterizado pelo destacamento do conjunto CFRP/substrato de concreto, ao nível da armadura tracionada de flexão da viga, é ocasionado pela combinação de tensões tangenciais e normais no concreto, no

plano longitudinal das barras de armadura. Esse tipo de ruptura inicia-se junto às extremidades do reforço através da propagação de uma fissura horizontal, causando a separação da camada de concreto (*“peeling off”*). Ocorre geralmente em vigas de concreto com baixa resistência à tração e/ou com cobrimento de armadura reduzido e/ou por preparo inadequado ou insuficiente do substrato. Esse último modo de ruptura é induzido pela formação de fissuras de flexão-cortante nas extremidades do CFRP (ARAÚJO, A., 2002).

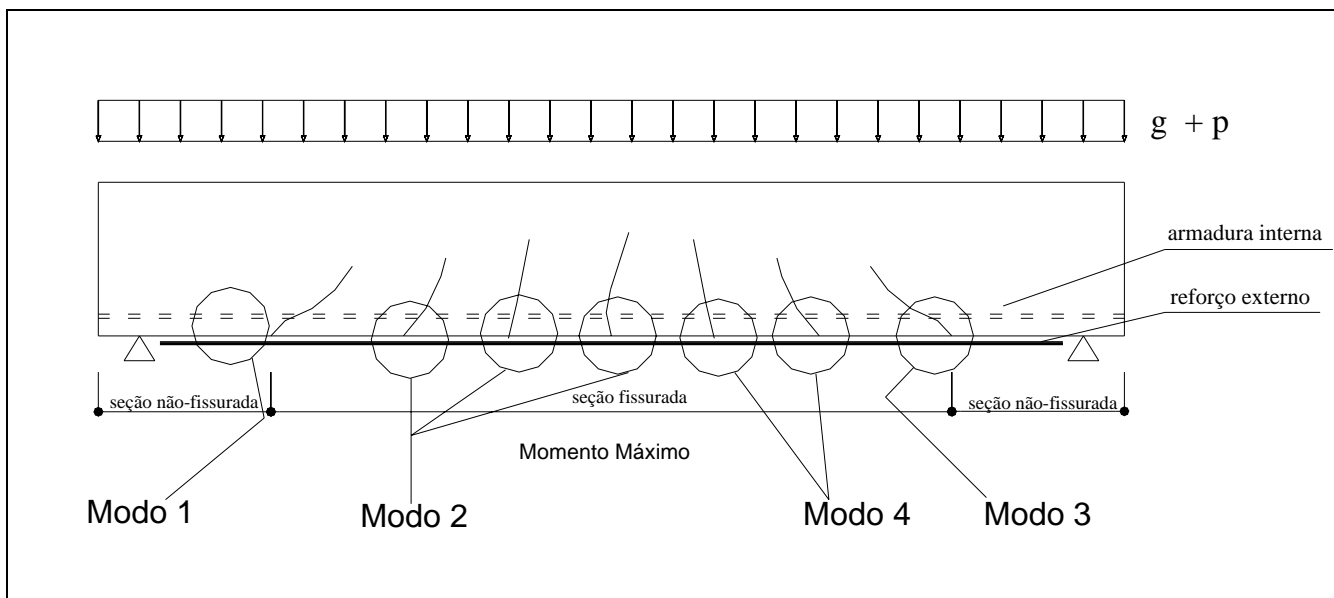
Os modos de ruína de elementos de concreto armado reforçado a flexão externamente com FRP podem ser divididos em duas classes, onde:

- existe a ação completa do FRP até a ruptura do concreto, podendo ocorrer:
  - escoamento da armadura seguida de esmagamento do concreto;
  - escoamento da armadura seguida de ruptura do FRP; e
  - esmagamento do concreto;
- a ruptura ocorre antes da ação completa do FRP, podendo ocorrer:
  - pelo descolamento do FRP; ou
  - falha na ligação do mesmo com o substrato de concreto.

Quando um descolamento localizado se propaga e a ação do compósito é perdida de tal forma que o elemento não seja capaz de receber carga, ocorre a ruína chamada *peeling-off*. Se não houver a distribuição de tensões do reforço externo para o elemento reforçado, o *peeling-off* ocorre de forma brusca caracterizando uma ruptura frágil. A falha na ligação pode ocorrer em diferentes interfaces entre o concreto e o reforço de FRP. Pode ocorrer no concreto, na interface concreto-adesivo, no adesivo ou na interface adesivo FRP, dos seguintes modos (FIGURA 18):

- *peeling-off* na zona de ancoragem não fissurada (Modo 1);
- *peeling-off* causado por fissuras de flexão (Modo 2);
- *peeling-off* causado por fissuras de cisalhamento (Modo 3); e
- *peeling-off* causado por irregularidades na superfície do substrato que provoca um acúmulo de tensões (Modo 4).

FIGURA 18 - MODOS DE RUPTURA DE ELEMENTOS DE CONCRETO ARMADO REFORÇADOS COM FRP



FONTE: ADAPTADO DA FIB, BOLETIN 14, 2001.

#### 6.4 CRITÉRIOS PARA DIMENSIONAMENTO

Para um dimensionamento adequado do reforço com CFRP, é importante verificar o comportamento à flexão, ao cortante, à fadiga e também à ancoragem do compósito.

O dimensionamento à flexão deve ser realizado no estado limite último, adotando-se as premissas básicas da teoria da flexão para o concreto estrutural. A fissuração por cortante deve ser analisada com bastante cuidado por estar associada a um tipo de ruptura brusca. Para a eficácia do reforço também deve ser observada a ancoragem do CFRP, pois qualquer que seja o tipo adotado, o estudo do seu comportamento e um detalhamento apurado é fundamental, principalmente quando se leva em conta a aplicação de uma força de protensão na lâmina de CFRP. Por fim, a fadiga também deve ser analisada para alguns casos. Segundo ARAÚJO, A. (2002), o CFRP apresenta bom comportamento à fadiga para altas amplitudes de vibrações e para mais de  $10^7$  ciclos de carga.

As fissuras de flexão anteriores e posteriores à execução do reforço com CFRP pré-tensionados são bastante diminuídas pela aplicação da força de protensão ou pela aderência do sistema de reforço, portanto não devem ser consideradas como um critério de dimensionamento. Sabe-se que a peça após o



reforço apresenta uma fissuração de flexão melhor distribuída com fissuras de pequenas aberturas, pois após o escoamento da armadura inicial de aço da peça, em geral, o crescimento da abertura da fissura fica controlado devido ao comportamento elástico-linear do diagrama tensão-deformação do CFRP (ARAÚJO, A., 2002).

#### 6.4.1 Reforço à Flexão Segundo o ACI

O ACI Committee 440 relata que a colagem de FRP nas faces tracionadas de elementos de concreto armado promove um incremento de resistência à flexão do mesmo. Este incremento pode variar de 10 a 160%, no entanto, levando em consideração as condições de ductilidade e de serviço o incremento passa a ser de 5 a 40% (ARAÚJO, C.; BITTENCOURT, 2003).

As considerações em que se baseia o ACI correspondem a:

- *os cálculos são baseados nas dimensões reais, no arranjo interno das armaduras e nas propriedades dos elementos a serem reforçados;*
- *as deformações no aço e no concreto são diretamente proporcionais à distância até a linha neutra, e as seções planas antes do carregamento permanecem planas após o carregamento até a ruptura (hipótese de Bernoulli);*
- *a máxima deformação de compressão no concreto é de 0,003;*
- *a capacidade a tração do concreto é ignorada; e*
- *existe uma perfeita aderência entre o concreto e o reforço externo de FRP<sup>1</sup>.*

Considera-se ainda que na zona tracionada o FRP apresenta até a ruptura um comportamento elástico linear e nenhuma deformação plástica. A capacidade resistente à flexão de uma seção depende do controle dos modos de ruína. De acordo com o ACI os seguintes modos de ruína devem ser levados em consideração:

- *esmagamento do concreto à compressão antes do escoamento da armadura de tração;*
- *escoamento da armadura seguido da ruptura do laminado de FRP;*

---

<sup>1</sup> O ACI utiliza somente a anotação FRP para as equações referentes aos materiais compósitos

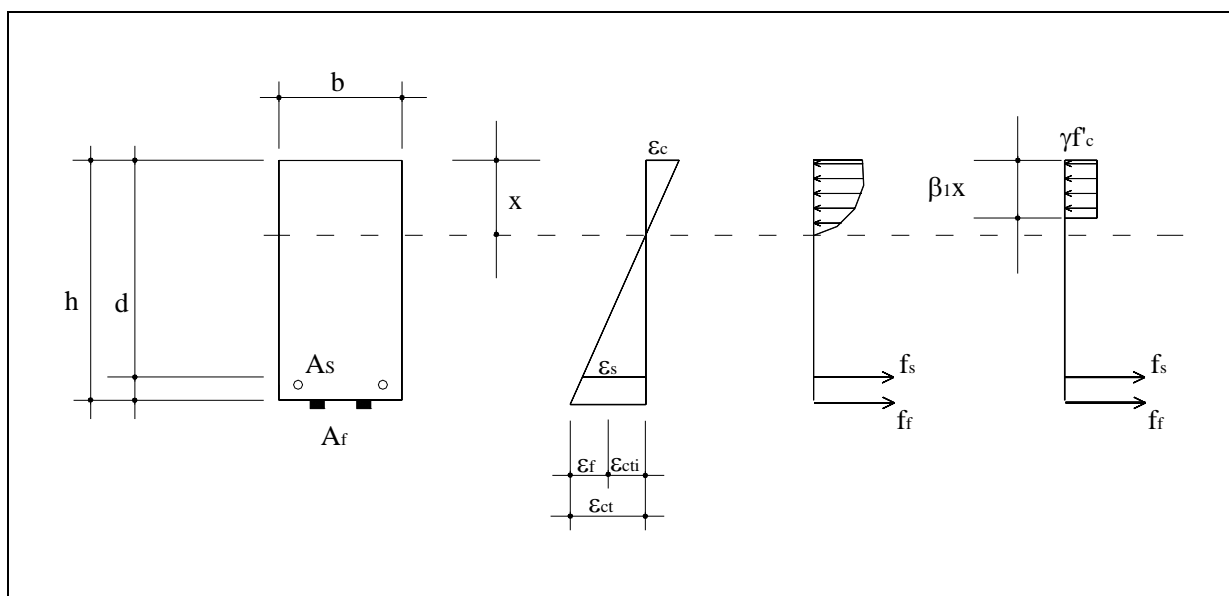
- escoamento da armadura seguido do esmagamento do concreto comprimido;
- delaminação do concreto devido a tensões de cisalhamento; e
- descolamento do FRP do substrato de concreto.

A verificação da segurança com relação ao estado limite último é obtida conforme a EQUAÇÃO 1.

$$\phi M_n \geq M_u$$

A FIGURA 19 mostra o equilíbrio de uma seção para o estado limite último através das tensões e deformações existentes. Considera-se o diagrama de distribuição de tensões retangular no concreto e não existe o pré-alongamento no FRP.

FIGURA 19 - DISTRIBUIÇÃO DAS TENSÕES E DEFORMAÇÕES NA SEÇÃO CRÍTICA - ELU - ACI



FONTE: ADAPTADO DO ACI, COMITTE 440, 2001.

A simbologia apresentada na FIGURA 19, bem como nas equações que se seguem, correspondem a:

- b: largura da seção;
- d: altura útil da seção;
- $f'_c$ : resistência à compressão do concreto;
- $f_f$ : tensão de tração efetiva no FRP;
- $f_{f,D}$ : tensão de tração no FRP devida à carga permanente;

- $f_{fu}$ : resistência à tração do FRP;  
 $f_s$ : tensão de tração no aço;  
 $f_y$ : resistência à tração do aço;  
 $h$ : altura total da seção;  
 $k_m$ : coeficiente para atender às ruínas prematuras;  
 $n$ : número de camadas de FRP;  
 $t_f$ : espessura do FRP (mm);  
 $x$ : posição da linha neutra;  
 $A_f$ : área de FRP;  
 $A_s$ : área de armadura existente na seção;  
 $E_f$ : módulo de elasticidade do FRP;  
 $E_s$ : módulo de elasticidade do aço;  
 $M_n$ : momento fletor resistente nominal;  
 $M_u$ : momento fletor solicitante;  
 $\beta_1$ : fator de transformação do diagrama de tensões;

$$\beta_1 = 0,85 - 0,05 \left( \frac{f'_c - 30}{7} \right) \quad \langle f'_c \text{ em MPa} \rangle \quad (7)$$

- $\varepsilon_c$ : deformação na fibra mais comprimida do concreto;  
 $\varepsilon_{ct}$ : deformação na fibra mais tracionada do concreto;  
 $\varepsilon_{cti}$ : deformação existente no substrato de concreto antes da aplicação do reforço;  
 $\varepsilon_f$ : deformação longitudinal efetiva no FRP;  
 $\varepsilon_{fu}$ : deformação longitudinal na ruína do FRP;  
 $\varepsilon_s$ : deformação longitudinal na armadura;  
 $\varepsilon_{sy}$ : deformação longitudinal de escoamento na armadura ;  
 $\phi$ : fator de minoração;  
 $\gamma$ : fator de correção da resistência do concreto;  
 $\psi$ : coeficiente de minoração da resistência do FRP na flexão, admitido igual a 0,85;  
 $\psi_c$ : coeficiente de minoração da resistência do FRP devido à fluência ("creep");

A capacidade resistente nominal à flexão é dada pela seguinte expressão:

$$M_n = A_s f_s \left( d - \frac{\beta_1 x}{2} \right) + \psi A_f f_f \left( h - \frac{\beta_1 x}{2} \right) \quad (8)$$

O nível de deformação ou nível de deformação efetiva no FRP no estado limite último pode ser obtido através da compatibilidade das deformações com a seguinte expressão:

$$\varepsilon_f = \varepsilon_c \left( \frac{h-x}{x} \right) - \varepsilon_{cti} \leq k_m \varepsilon_{fu} \quad (9)$$

O valor de  $k_m$  corresponde a:

$$k_m = \frac{1}{60 \varepsilon_{fu}} \left( 1 - \frac{n E_f t_f}{360.000} \right) \leq 0,90 \quad \text{para } n E_f t_f \leq 180.000$$

$$k_m = \frac{1}{60 \varepsilon_{fu}} \left( \frac{90.000}{n E_f t_f} \right) \leq 0,90 \quad \text{para } n E_f t_f > 180.000 \quad (10)$$

com  $E_f$  em MPa e  $t_f$  em mm.

Um aumento do valor de  $n E_f t_f$  provoca uma diminuição de  $k_m$ , ou seja, uma diminuição da deformação efetiva do FRP. Isto pode fazer com que o rendimento esperado do FRP, face à sua capacidade última, seja inferior a 50%.

Segundo ARAÚJO; BITTENCOURT (2003), o termo  $k_m$  é somente baseado nas pesquisas e experiências dos engenheiros projetistas de reforço com sistemas de FRP. Mais pesquisas sobre os mecanismos de reforço utilizando os FRP podem resultar em métodos mais apurados na previsão dos modos de ruína prematuros, o que resultará num refinamento da EQUAÇÃO 10.

Obtida a deformação efetiva no FRP, determina-se deformação na armadura e a respectiva tensão, tal como no FRP, através das expressões:

$$\varepsilon_s = (\varepsilon_f + \varepsilon_{cti}) \left( \frac{d-x}{h-x} \right) \quad (11)$$

$$f_s = \varepsilon_s E_s \leq 0,80 f_y \quad (12)$$

Para se evitar deformações plásticas das armaduras dos elementos de concreto reforçados externamente com FRP o ACI-440 recomenda limitar a tensão no aço a 80% da tensão de escoamento (EQUAÇÃO 12).

O nível de tensão efetiva no reforço de FRP pode ser obtido a partir do nível de deformação do FRP considerando um comportamento elástico:

$$f_f = \varepsilon_f E_f \leq f_{fu} \quad (13)$$

Para se evitar ruptura do PRF sob tensão oriunda de cargas permanentes ou ruptura provocada por tensões cíclicas e fadiga do reforço, o nível de tensão no FRP deve ser verificado frente a essas condições. As tensões devem ser obtidas através de uma análise elástica linear. A tensão devido às cargas permanentes deve ser limitada de acordo com a EQUAÇÃO 14 e os valores de segurança para níveis de tensões permanentes são dados na TABELA 4.

$$f_{f,D} \leq \psi_c f_{fu} \quad (14)$$

Se o elemento estrutural estiver submetido a regimes de fadiga, o nível de tensão no FRP deve ser limitado de acordo com os valores da TABELA 4. O nível de tensão induzido no FRP pode ser calculado de acordo com uma análise linear e o momento aplicado pode ser obtido através da soma do momento produzido pelas cargas permanentes e o momento máximo induzido pelo carregamento cíclico.

TABELA 4 - VALORES DE  $\psi_c$  - FLUÊNCIA

Tipo de Fibra		
Fibra de Vidro	Fibra de Aramida	Fibra de Carbono
$\psi_c = 0,20$	$\psi_c = 0,30$	$\psi_c = 0,55$

FONTE: ADAPTADO DE ARAÚJO, C. R. R.; BITTENCOURT, T. N. **PROCEDIMENTOS RECOMENDADOS PELO ACI, FIB E JSCE PARA REFORÇO DE VIGAS DE CONCRETO ARAMADO COM COMPÓSITOS DE FRP**. In: EPUSP, 5., 2003, SÃO PAULO.

Com os níveis de tensão e deformação no FRP e nas armaduras internas determinados em relação à posição da linha neutra, o equilíbrio interno de forças deve ser verificado por:

$$x = \frac{A_s f_s + A_f f_f}{\gamma f_c \beta_1 b} \quad (15)$$

Para seções retangulares o valor de  $\gamma$  é tomado igual a 0,85.

Como o uso do reforço de FRP pode reduzir a ductilidade original do elemento de concreto armado, correções devem ser efetuadas na EQUAÇÃO 1, como se segue:

$$\phi M_n \geq M_u$$

$$\phi = \begin{cases} 0,90 & \text{se } \varepsilon_s \geq 0,005 \\ 0,70 + \frac{0,20(\varepsilon_s - \varepsilon_{sy})}{0,005 - \varepsilon_{sy}} & \text{se } \varepsilon_{sy} \leq \varepsilon_s < 0,005 \\ 0,70 & \text{se } \varepsilon_s < \varepsilon_{sy} \end{cases} \quad (16)$$

As condições do estado limite de serviço (flechas e abertura de fissuras) frente às cargas aplicadas devem ser verificadas através do conceito da homogeneização da seção transversal.

MACHADO (2002), desenvolveu um trabalho que segue a sistemática mostrada no ACI 440 (2000), ilustrando-a com exemplos numéricos. No início da análise arbitra-se um valor para a profundidade da linha neutra e admiti-se conhecida à armadura de reforço  $A_f$ . A seguir, calculam-se as deformações dos diversos materiais, admitindo-se a linearidade da variação delas. Com as deformações conhecidas, calculam-se as tensões atuantes nos diversos materiais. Conhecidas as forças atuantes através das tensões e das áreas dos materiais pode-se achar a profundidade da linha neutra e compará-la com a inicialmente adotada. O processo é iterativo até a convergência. Conhecida a profundidade da linha neutra pode-se calcular o momento resistente e compará-lo com o momento solicitante.

Tendo em vista que o ACI considera:

- a deformação limite do concreto igual a 0,3%;
- a resistência do concreto  $f'_c$  relativa a um quantil de 1% na curva normal de Gauss; e
- o fator de minoração  $\phi$  variável de acordo com a EQUAÇÃO 16;

a simples adaptação para a sistemática de dimensionamento adotada no Brasil que, no estado limite último, considera;

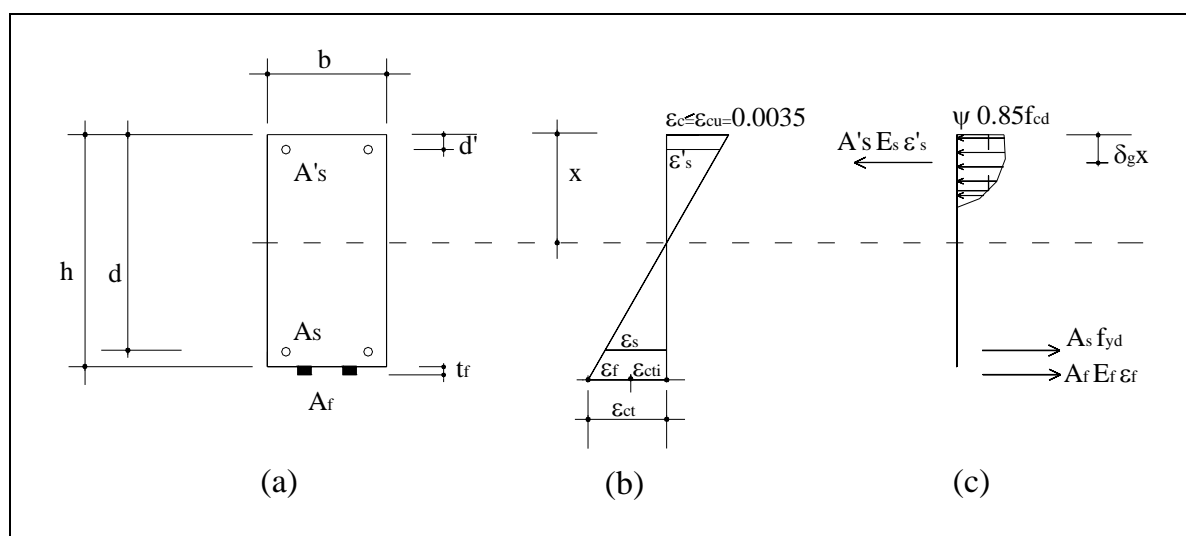
- a deformação limite do concreto igual a 0,35%;
- a resistência do concreto  $f_{ck}$  relativa a um quantil de 5% na curva normal de Gauss; e
- coeficientes de minoração ( $\phi = 1/\gamma_m$ ) diferenciados para os materiais ( $\gamma_m = \gamma_c = 1,4$  e  $\gamma_m = \gamma_s = 1,15$ );

deve ser evitada (ARAÚJO A., 2002).

#### 6.4.2 Reforço à Flexão Segundo a FIB

O cálculo do momento resistente da seção reforçada é baseado nos princípios de dimensionamento de concreto armado. Primeiro determina-se a posição da linha neutra a partir da compatibilidade das deformações e do equilíbrio das forças internas, em seguida se obtém o momento de projeto através do equilíbrio de forças (FIGURA 20).

FIGURA 20 - DISTRIBUIÇÃO DAS TENSÕES E DEFORMAÇÕES NA SEÇÃO CRÍTICA - ELU - FIB



FONTE: ADAPTADO DA FIB, BOLETIN 14, 2001.

A simbologia apresentada na FIGURA 20, bem como nas equações que se seguem, correspondem a:

- $b$ : largura da base da viga;
- $d$ : altura útil da seção;
- $d'$ : posição do centro de gravidade da armadura de compressão;
- $f_{cd}$ : resistência de cálculo do concreto;
- $f_f$ : tensão de tração efetiva no FRP;
- $f_{fu}$ : resistência à tração do FRP;
- $f_{yd}$ : resistência de cálculo do aço;
- $h$ : altura da viga;
- $n$ : número de camadas de FRP;
- $t_f$ : espessura do FRP (mm);
- $x$ : posição da linha neutra;

- $A_f$ : área da armadura de reforço de FRP;  
 $A_s$ : área da armadura de tração;  
 $A'_s$ : área da armadura de compressão;  
 $E_f$ : módulo de elasticidade do FRP;  
 $E_s$ : módulo de elasticidade do aço;  
 $M_{Rd}$ : momento resistente de cálculo;  
 $\delta_G$ : coeficiente que posiciona a resultante de compressão na região de concreto comprimido (distribuição retangular de tensões de compressão -  $\delta_G = 0,4$ );  
 $\varepsilon_c$ : deformação da fibra de concreto mais comprimida;  
 $\varepsilon_{ct}$ : deformação na fibra mais tracionada do concreto;  
 $\varepsilon_{cti}$ : deformação inicial do concreto à tração;  
 $\varepsilon_{cu}$ : deformação última do concreto;  
 $\varepsilon_f$ : deformação do FRP;  
 $\varepsilon_{fu}$ : deformação última do FRP;  
 $\varepsilon_s$ : deformação da armadura tracionada;  
 $\varepsilon'_s$ : deformação da armadura comprimida;  
 $\gamma_{fc}$ : coeficiente de minoração do FRP;  
 $\psi$ : coeficiente para utilização do diagrama simplificado (distribuição retangular de tensões de compressão -  $\psi = 0,8$ );

Admitindo que  $\varepsilon'_s \leq \varepsilon_{yd}$ ,  $\varepsilon_s \geq \varepsilon_{yd}$  e  $\varepsilon_f \leq \varepsilon_{fu}$  (FIGURA 20), do equilíbrio das forças internas, tem-se:

$$0,85 \psi f_{cd} b x + A'_s E_s \varepsilon'_s = A_s f_{yd} + A_f E_f \varepsilon_f \quad (17)$$

Da compatibilidade das deformações, tem-se:

$$\varepsilon'_s = \frac{x - d'}{x} \varepsilon_c \quad (18)$$

$$\varepsilon_f = \frac{h - x}{x} \varepsilon_c - \varepsilon_{cti} \quad (19)$$

O início do processo iterativo de cálculo se dá com a profundidade da linha neutra sendo arbitrada, considerando  $\varepsilon_c = \varepsilon_{cu} = 0,0035$ . Com o uso das EQUAÇÕES 17 a 19 determinam-se os valores  $\varepsilon'_s$ ,  $\varepsilon_f$  e  $A_f$ . A EQUAÇÃO 20 determina o valor  $f_f$ .



$$f_f = \varepsilon_f E_f \leq \frac{f_{fu}}{\gamma_{fc}} \quad (20)$$

Na EQUAÇÃO 20, pode-se adotar para  $\gamma_{fc}$  o valor 1,3 como sugerido por SÁNCHEZ (2001).

Se a EQUAÇÃO 20 não for verificada, adota-se uma nova posição para a linha neutra e reinicia-se o processo iterativo.

ARAÚJO. A (2002), desenvolveu literalmente esta sistemática ressaltando um fato importante com relação à adoção da tensão na fibra de carbono  $f_f$ . Esta é erroneamente recomendada em diversos textos dos fabricantes e fornecedores dos CFRP como a tensão última  $f_{fu}$ , valor que leva a uma incoerência das deformações específicas. Como o valor da deformação do CFRP  $\varepsilon_{fu}$  pode atingir valores da ordem de 1,4%, a compatibilidade das deformações (seções planas) conduz, para a deformação do aço  $\varepsilon_s$ , valores superiores a 1%.

O momento de cálculo é dado pela expressão:

$$M_{Rd} = A_s f_{yd}(d - \delta_G x) + A_f E_f \varepsilon_f (h - x) + A'_s E_s \varepsilon'_s (\delta_G x - d') \quad (21)$$

Para o caso em que se considera a distribuição retangular de tensões na região de concreto comprimido,  $\delta_G$  é igual a 0,4.

Como foi admitido que  $\varepsilon'_s \leq \varepsilon_{yd}$ ,  $\varepsilon_s \geq \varepsilon_{yd}$  e  $\varepsilon_f \leq \varepsilon_{fu}$  (FIGURA 20), torna-se necessário que:

$$\varepsilon'_s = \frac{x - d'}{x} \varepsilon_c \leq \frac{f_{yd}}{E_s} \quad (22)$$

$$\varepsilon_s = \frac{d - x}{x} \varepsilon_c \geq \frac{f_{yd}}{E_s} \quad (23)$$

$$\varepsilon_f = \frac{h - x}{x} \varepsilon_c - \varepsilon_{cti} \leq \frac{f_{fu}}{\gamma_{fc} E_f} \quad (24)$$

Para o caso de haver um modo de ruína no qual ocorre a escoamento das armaduras seguido pela ruptura do FRP, ou seja, o concreto não atinge a deformação de ruptura ( $\varepsilon_c < \varepsilon_{cu}$ ), as expressões anteriores continuam válidas, porém o valor de  $\varepsilon_c$  passa a ser determinado por:

$$\varepsilon_{fu} = \frac{f_{fu}}{\gamma_{fc} E_f} \quad (25)$$

$$\varepsilon_c = \frac{x}{h-x} (\varepsilon_{fu} + \varepsilon_{cti}) \quad (26)$$

Os valores de  $\psi$  e  $\delta_G$  serão dados pelas seguintes expressões

$$\psi = \begin{cases} 1.000 \varepsilon_c \left( 0,5 - \frac{1.000}{12} \varepsilon_c \right) & \text{para } \varepsilon_c \leq 0,002 \\ \frac{1}{60 \varepsilon_{fu}} \left( \frac{90.000}{n E_f t_f} \right) \leq 0,90 & \text{para } 0,002 < \varepsilon_c \leq 0,0035 \end{cases} \quad (27)$$

$$\delta_G = \begin{cases} \frac{8 - 1.000 \varepsilon_c}{4(6 - 1.000 \varepsilon_c)} & \text{para } \varepsilon_c \leq 0,002 \\ \frac{1.000 \varepsilon_c (3.000 \varepsilon_c - 4) + 2}{2.000 \varepsilon_c (3.000 \varepsilon_c - 2)} & \text{para } 0,002 < \varepsilon_c \leq 0,0035 \end{cases} \quad (28)$$

Rupturas bruscas, sem ou com pouco aviso prévio, são indesejáveis, devendo ser garantida a ductilidade dos elementos reforçados. Para tal, usa-se as recomendações a seguir:

$$\frac{x}{d} \leq \begin{cases} 0,45 & \text{para } f_{ck} \leq 35 \text{ MPa} \\ 0,35 & \text{para } f_{ck} > 35 \text{ MPa} \end{cases} \quad (29)$$

As verificações quanto ao estado limite de serviço (verificação de flechas, fissuração, etc.) devem ser consideradas (ARAÚJO; BITTENCOURT, 2003).

#### 6.4.3 Reforço à Flexão Segundo a JSCE

De acordo com ARAÚJO; BITTENCOURT (2003), a recomendação da JSCE para o projeto de reforço à flexão de elementos de concreto armado com colagem de PRF nas faces tracionadas pode ser realizada através de métodos baseados nos modos de ruína, levando em consideração se há a possibilidade ou não da ocorrência de rupturas do tipo *peeling-off*. Os modos de ruína são os mesmos prescritos pelo ACI e FIB. A tensão, para a qual tem-se o modo de ruína caracterizado pelo *peeling-off*, pode ser verificada pela EQUAÇÃO 30.

$$\sigma_f \leq \sqrt{\frac{2 G_f E_f}{n_f t_f}} \quad (30)$$

onde:

$n_f$ : número de camadas de fibras coladas para reforço;

- $t_f$ : espessura de uma camada de FRP;
- $E_f$ : módulo de elasticidade da FRP;
- $G_f$ : energia de fratura da interface FRP/concreto;
- $\sigma_f$ : tensão limite da FRP.

Caso não haja ruínas do tipo “peeling” a capacidade do elemento à flexão deve ser determinada através dos mesmos métodos utilizados para o concreto armado convencional, portanto, a deformação nas fibras é considerada proporcional à distância até a linha neutra da seção.

O valor de  $G_f$  para a energia de fratura da interface é obtido experimentalmente. Quando não há possibilidade da realização dos testes, o valor de  $G_f = 0,5 \text{ N/mm}$  pode ser utilizado. A energia de fratura da interface é uma propriedade física relacionada com a resistência do concreto na superfície e com as condições de colagem do PRF, a qual pode variar dependendo do número de camadas do polímero e das condições de ancoragem do reforço.

Na ocorrência de ruínas do tipo “peeling”, a hipótese de que as seções permanecem planas após o carregamento não é obedecida. A capacidade à flexão do elemento é menor do que a calculada pelas teorias convencionais de concreto armado. Como esta redução é da ordem de 10%, recomenda-se o uso de um coeficiente de minoração equivalente a 0,9 para o momento fletor resistente (ARAÚJO; BITTENCOURT, 2003).

## CAPÍTULO 7

### DIMENSIONAMENTO DO REFORÇO DE VIGAS DE CONCRETO

#### 7.1 FUNDAMENTOS

O critério a ser adotado nesta dissertação para o projeto de reforço de vigas com a utilização de compósitos de carbono segue a mesma metodologia utilizada por Marino (2003), para o dimensionamento e verificação de vigas de concreto armado sujeitas à solicitações normais. As condições estabelecidas pela NBR 6118 (2003) serão respeitadas em toda sua extensão, principalmente nos quesitos referentes a ductilidade e estado limite último.

#### 7.2 ESTADO LIMITE ÚLTIMO – DOMÍNIOS DA NBR 6118

##### 7.2.1 Domínios 2, 3 e 4

Tendo em vista que as peças de concreto armado solicitadas somente por momento fletor (vigas) somente são possíveis nos domínios 2, 3 e 4 (FIGURA 21), as seguintes observações devem ser levadas em conta:

- no domínio 2
  - o concreto não atingiu seu encurtamento limite (3,5‰), possuindo, ainda, uma certa reserva de capacidade resistente;
  - o aço atingiu seu alongamento máximo (10‰), tendo esgotado sua capacidade resistente; e
  - a viga, se submetida a um carregamento superior ao de projeto, deve apresentar um quadro de fissuração intensa devido ao excessivo alongamento da armadura (e do concreto adjacente);
- no domínio 3
  - o concreto atingiu seu encurtamento limite (3,5‰), tendo esgotado sua capacidade resistente;
  - o aço tem seu alongamento compreendido entre  $\epsilon_{yd}$  e 10‰, possuindo, ainda, uma boa reserva de capacidade resistente; e

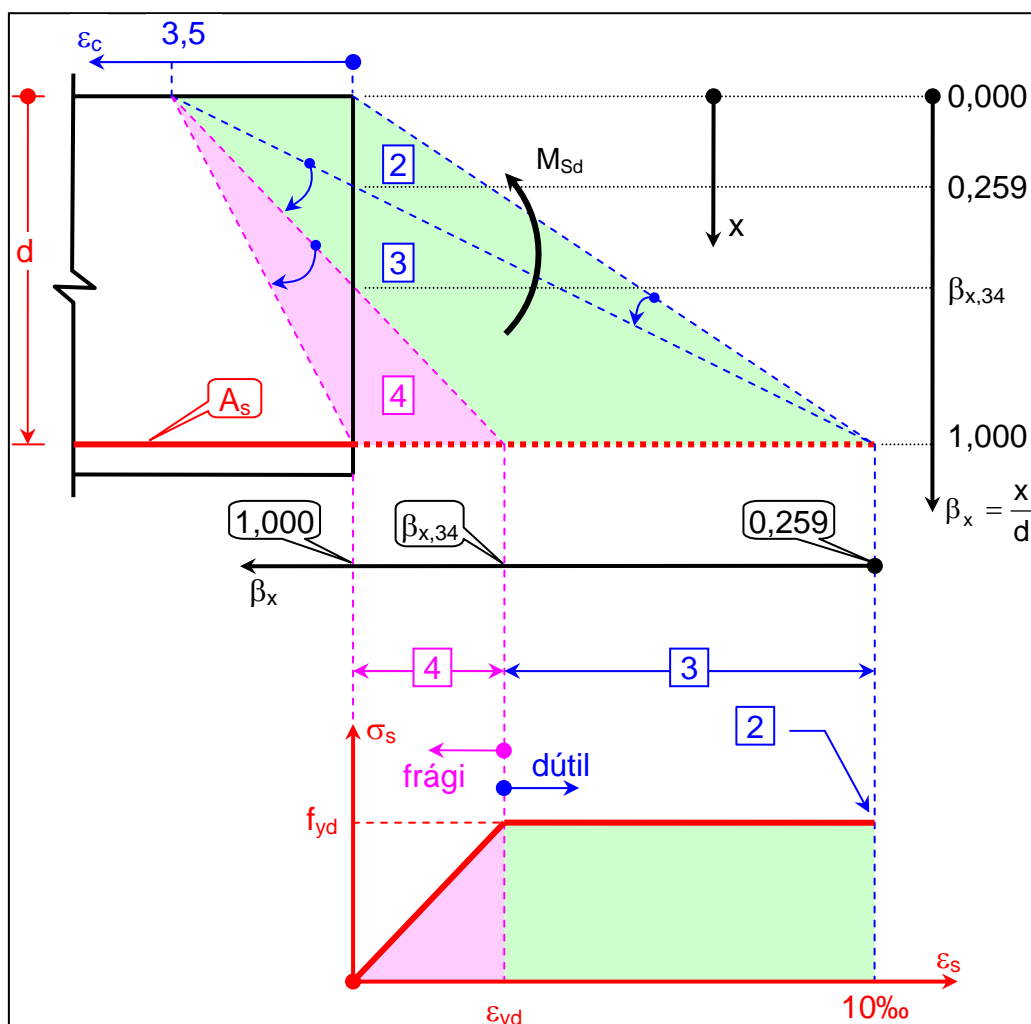
- a viga, se submetida a um carregamento superior ao de projeto, deve apresentar um quadro de fissuração expressivo devido ao fato da armadura (e o concreto adjacente) apresentar alongamento considerável;
- no domínio 4
  - o concreto pode estar próximo de ultrapassar seu encurtamento limite (3,5‰), tendo esgotado, por inteiro, sua capacidade resistente;
  - o aço tem seu alongamento compreendido entre 0‰ e  $\epsilon_{yd}$ , possuindo uma grande reserva de capacidade resistente; e
  - a viga, se submetida a um carregamento superior ao de projeto, não deve apresentar um quadro de fissuração tão perceptível quanto aos dos domínios 2 e 3 devido ao pequeno alongamento da armadura (e do concreto adjacente).

As vigas, quando dimensionadas (projetadas) no domínio 4, podem, em caso de uma eventual sobrecarga imprevista, ser conduzidas a uma ruptura frágil (sem aviso prévio pois o concreto rompe bruscamente sem que a armadura tenha esgotado sua capacidade resistente). As vigas dimensionadas nos domínios 2 e 3 têm, devido a valores menores da posição da linha neutra, garantida boas condições de ductilidade, sendo conduzidas, para uma condição adversa de carregamento, a rupturas com aviso prévio (a armadura escoar antes do rompimento do concreto mostrando um quadro visível de deterioração da viga).

O comportamento de viga, se dútil ou frágil, fica definido pela passagem do domínio 3 para o domínio 4 (FIGURA 21), que corresponde à reta 3-4 definida pela condição  $\epsilon_s = \epsilon_{yd}$ . Desta forma é possível estabelecer, matematicamente, a condição para comportamento de viga dútil (desejado) e frágil (a ser evitado), ou seja:

$$\beta_x \begin{cases} \leq \beta_{x,34} \Rightarrow \text{dútil} \\ > \beta_{x,34} \Rightarrow \text{frágil} \end{cases} \quad \beta_{x,34} = \begin{cases} 0,772 & \langle \text{CA} - 25 \rangle \\ 0,628 & \langle \text{CA} - 50 \rangle \\ 0,585 & \langle \text{CA} - 60 \rangle \end{cases} \quad (31)$$

FIGURA 21 - DOMÍNIOS POSSÍVEIS PARA VIGAS DE CONCRETO ARMADO



FONTE: MARINO, M. A. **CONCRETO ARMADO**, NOTAS DE AULA DA UFPR, CURITIBA, 2003.

### 7.2.2 Recomendações da NBR 6118

A NBR 6118 (2003), no seu item 16.2.3, recomenda:

*“Em relação aos ELU, além de se garantir a segurança adequada, isto é, uma probabilidade suficientemente pequena de ruína, é necessário garantir uma boa ductilidade, de forma que uma eventual ruína ocorra de forma suficientemente avisada, alertando os usuários.”*

A NBR 6118 (2003), no seu item 17.2.3, recomenda:

*“Nas vigas, principalmente nas zonas de apoio, ou quando feita redistribuição de esforços, é importante garantir boas condições de ductilidade, sendo adotada, se necessário, armadura de compressão que*

garanta a posição da linha neutra ( $x$ ), respeitando-se os limites de 14.6.4.3.

A introdução da armadura de compressão para garantir o atendimento de valores menores de ( $x$ ), posição da linha neutra, que estejam nos domínios 2 ou 3, não conduz a elementos estruturais com ruptura frágil (usualmente chamados de superarmados). A ruptura frágil está associada a posições da linha neutra no domínio 4, com ou sem armadura de compressão.”

A NBR 6118 (2003), no seu item 14.7.4.3, recomenda:

“A capacidade de rotação dos elementos estruturais é função da posição da linha neutra no ELU. Quanto menor for  $x/d$ , tanto maior será essa capacidade.

Para melhorar a ductilidade das estruturas nas regiões dos apoios das vigas ou de ligações com outros elementos estruturais, mesmo quando não forem feitas redistribuições de esforços solicitantes, a posição da linha neutra no ELU deve obedecer aos seguintes limites:

$x/d \leq 0,50$  para concretos com  $f_{ck} \leq 35 \text{ MPa}$ ; ou

$x/d \leq 0,40$  para concretos com  $f_{ck} > 35 \text{ MPa}$ .

Esses limites podem ser alterados se forem utilizados detalhes especiais de armaduras, como por exemplo os que produzem confinamento nessas regiões.”

O dimensionamento e detalhamento de vigas de concreto armado ficam mais simples quando seguido, para todas as regiões da viga (regiões de apoios e afastadas deles), o prescrito no item 14.6.4.3 da NBR 6118. Desta forma, a melhora nas condições de ductilidade das estruturas fica garantida se for adotado, para a posição da linha neutra, os valores limites (daí o  $\beta_{x,\text{lim}}$ ) mostrados na EQUAÇÃO 32<sup>1</sup>.

$$\beta_{x,\text{lim}} = \begin{cases} 0,500 & \langle f_{ck} \leq 35 \text{ MPa} \rangle \\ 0,400 & \langle f_{ck} > 35 \text{ MPa} \rangle \end{cases} \quad (32)$$

<sup>1</sup> Em regiões afastadas de apoios de vigas, se necessário, os valores limites de  $\beta_x$  podem ser os da EQUAÇÃO 6.1 ( $\beta_{x,\text{lim}} = \beta_{x,34}$ ).



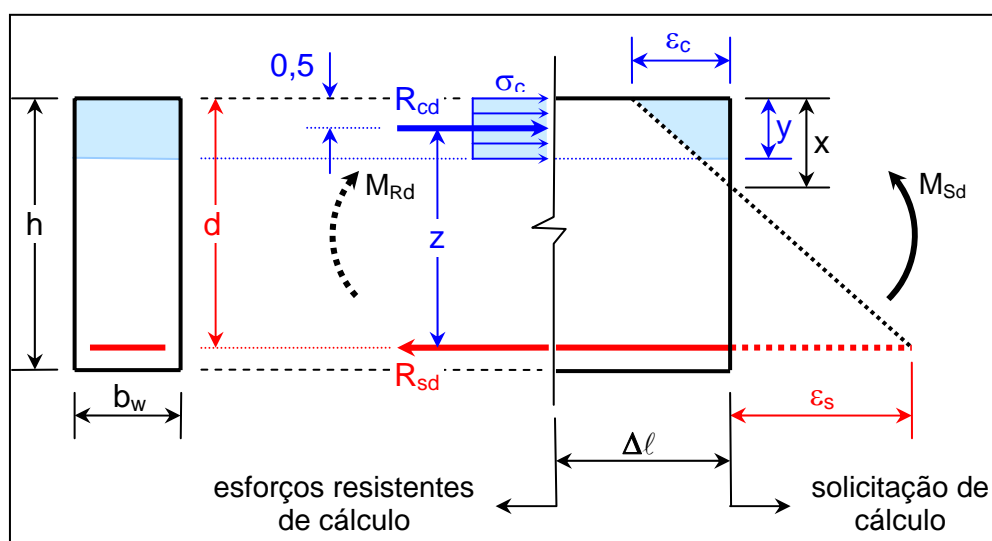


## 7.4 VARIÁVEIS ADIMENSIONAIS - ELU

### 7.4.1 Elementos Geométricos de Seções Retangulares

Seja a FIGURA 23 onde são mostrados, dentre outros: os esforços resistentes ( $R_{cd}$  e  $R_{sd}$ ), a posição da linha neutra ( $x$ ), a altura do retângulo de tensões de compressão ( $y$ ), a distância entre os esforços resistentes ( $z$ ) e a altura útil da viga ( $d$ ).

FIGURA 23 - SOLICITAÇÃO E ESFORÇOS RESISTENTES EM VIGAS DE CONCRETO ARMADO



FONTE: MARINO, M. A. CONCRETO ARMADO, NOTAS DE AULA DA UFPR, CURITIBA, 2003.

Da FIGURA 23 e levando-se em conta a EQUAÇÃO 33, tem-se:

- posição da linha neutra

$$x = \left( \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_c + \varepsilon_s} \right) d$$

$$\beta_x = \frac{x}{d} = \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_c + \varepsilon_s}$$

- altura do retângulo de tensões  $\sigma_c$

$$y = 0,8x$$

$$\beta_y = \frac{y}{d} = 0,8\beta_x$$

- braço de alavanca entre os esforços  $R_{cd}$  e  $R_{sd}$

$$z = d - 0,5y$$

$$z = d - 0,4x$$

$$\beta_z = \frac{z}{d} = 1 - 0,4\beta_x$$

Agrupando todas as variáveis geométricas  $\beta$ , e criando a variável auxiliar  $\beta_c$ , tem-se:

$$\begin{aligned}\beta_x &= \frac{x}{d} = \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_c + \varepsilon_s} && \langle \text{posição da linha neutra} \rangle \\ \beta_y &= \frac{y}{d} = 0,8\beta_x && \langle \text{altura do retângulo de tensões } \sigma_c \rangle \\ \beta_z &= \frac{z}{d} = 1 - 0,4\beta_x && \langle \text{braço de alavanca entre } R_{cd} \text{ e } R_{sd} \rangle \\ \beta_c &= 0,68\beta_x \beta_z = 0,68\beta_x(1 - 0,4\beta_x) && \langle \text{variável auxiliar} \rangle\end{aligned}\tag{34}$$

A EQUAÇÃO 34 mostra que as variáveis adimensionais  $\beta_y$ ,  $\beta_z$  e  $\beta_c$  são funções diretas de  $\beta_x$ . Desta forma, uma vez conhecida a posição da linha neutra ( $\beta_x$ ), definida pelo encurtamento da fibra de concreto mais comprimida ( $\varepsilon_c$ ) e pelo alongamento da armadura mais tracionada ( $\varepsilon_s$ ), todos os demais elementos geométricos ( $\beta_y$ ,  $\beta_z$  e  $\beta_c$ ) ficam igualmente definidos.

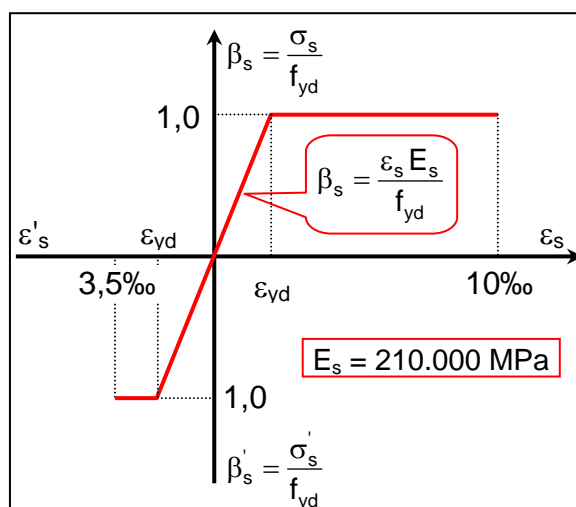
#### 7.4.2 Diagrama Adimensional Tensão-Deformação do Aço

O diagrama tensão-deformação do aço tem o aspecto mostrado na FIGURA 24. Nesta Figura optou-se por apresentar este diagrama de forma adimensional, com a introdução do conceito de  $\beta_s$  dado pela EQUAÇÃO 35 .

$$\begin{aligned}\beta_s &= \frac{\sigma_s}{f_{yd}} = \frac{\varepsilon_s E_s}{f_{yd}} = \frac{\varepsilon_s E_s}{\frac{f_{yk}}{\gamma_s}} = \frac{\gamma_s \varepsilon_s E_s}{f_{yk}} \leq 1,0 \\ \beta'_s &= \frac{\sigma'_s}{f_{yd}} = \frac{\varepsilon'_s E_s}{f_{yd}} = \frac{\varepsilon'_s E_s}{\frac{f_{yk}}{\gamma_s}} = \frac{\gamma_s \varepsilon'_s E_s}{f_{yk}} \leq 1,0\end{aligned}\tag{35}$$

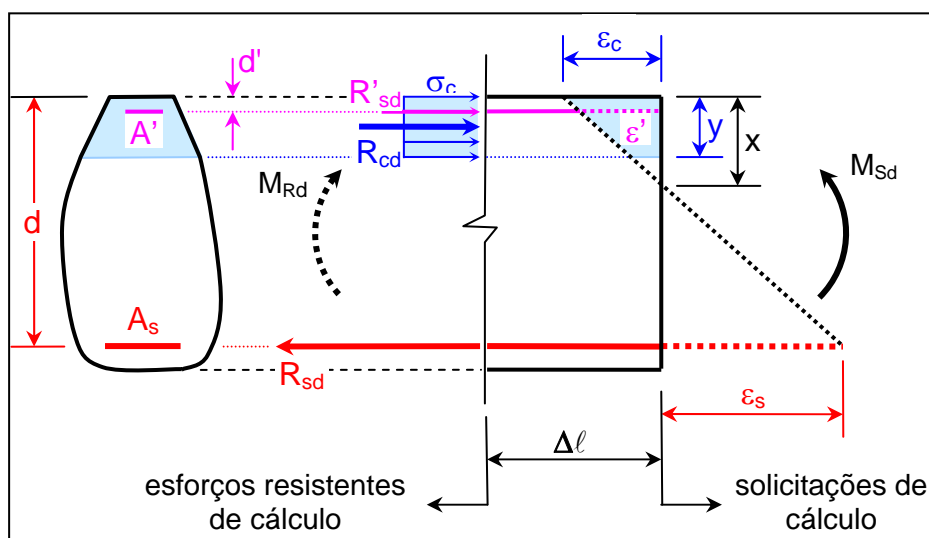
Seja a FIGURA 25 onde são mostrados, dentre outros: os esforços resistentes ( $R_{cd}$ ,  $R'_{sd}$  e  $R_{sd}$ ), a posição da linha neutra ( $x$ ), a altura útil da viga ( $d$ ), a posição da armadura comprimida ( $d'$ ), o encurtamento da fibra de concreto mais comprimida ( $\varepsilon_c$ ), o encurtamento da armadura comprimida ( $\varepsilon'_s$ ) e o alongamento da armadura tracionada ( $\varepsilon_s$ ).

FIGURA 24 - DIAGRAMA ADIMENSIONAL TENSÃO-DEFORMAÇÃO DO AÇO



FONTE: MARINO, M. A. **CONCRETO ARMADO**, NOTAS DE AULA DA UFPR, CURITIBA, 2003.

FIGURA 25 - ALONGAMENTO E ENCURTAMENTO DA ARMADURA



FONTE: MARINO, M. A. **CONCRETO ARMADO**, NOTAS DE AULA DA UFPR, CURITIBA, 2003.

Da FIGURA 25 e levando-se em consideração a EQUAÇÃO 34, a FIGURA 21 e a FIGURA 24, tem-se:

- alongamento da armadura tracionada

$$\epsilon_s = \left( \frac{d-x}{x} \right) \epsilon_c$$

$$\epsilon_s = \left( \frac{1-\beta_x}{\beta_x} \right) \epsilon_c$$

$$\varepsilon_s = \begin{cases} 10\text{‰} & \left\langle \beta_x \leq 0,259 \right\rangle \\ & \left\langle \text{domínio 2} \right\rangle \\ \left( \frac{1-\beta_x}{\beta_x} \right) \times 3,5\text{‰} & \left\langle \beta_x \geq 0,259 \right\rangle \\ & \left\langle \text{domínios 3 e 4} \right\rangle \end{cases} \quad (36)$$

– alongamento da armadura comprimida

$$\begin{aligned} \varepsilon'_s &= \left( \frac{x-d'}{x} \right) \varepsilon_c = \left( \frac{x-d'}{d-x} \right) \varepsilon_s \\ \varepsilon'_s &= \begin{cases} \left( \frac{\beta_x - \frac{d'}{d}}{\beta_x} \right) \varepsilon_c \\ \left( \frac{\beta_x - \frac{d'}{d}}{1-\beta_x} \right) \varepsilon_s \end{cases} \\ \varepsilon'_s &= \begin{cases} \left( \frac{\beta_x - \frac{d'}{d}}{1-\beta_x} \right) \times 10\text{‰} & \left\langle \beta_x \leq 0,259 \right\rangle \\ & \left\langle \text{domínio 2} \right\rangle \\ \left( \frac{\beta_x - \frac{d'}{d}}{\beta_x} \right) \times 3,5\text{‰} & \left\langle \beta_x \geq 0,259 \right\rangle \\ & \left\langle \text{domínios 3 e 4} \right\rangle \end{cases} \end{aligned} \quad (37)$$

A associação da EQUAÇÃO 35 com a EQUAÇÃO 36 e com a EQUAÇÃO 37 resulta:

$$\begin{aligned}
\beta_s = \frac{\sigma_s}{f_{yd}} &= \begin{cases} \frac{\gamma_s E_s}{f_{yk}} \times 10\text{‰} \leq 1,0 & \left\langle \beta_x \leq 0,259 \right\rangle \\ & \left\langle \text{domínio 2} \right\rangle \\ \frac{\gamma_s E_s}{f_{yk}} \left( \frac{1 - \beta_x}{\beta_x} \right) \times 3,5\text{‰} \leq 1,0 & \left\langle \beta_x \geq 0,259 \right\rangle \\ & \left\langle \text{domínios 3 e 4} \right\rangle \end{cases} \\
\beta'_s = \frac{\sigma'_s}{f_{yd}} &= \begin{cases} \frac{\gamma_s E_s}{f_{yk}} \left( \frac{\beta_x - \frac{d'}{d}}{1 - \beta_x} \right) \times 10\text{‰} \leq 1,0 & \left\langle \beta_x \leq 0,259 \right\rangle \\ & \left\langle \text{domínio 2} \right\rangle \\ \frac{\gamma_s E_s}{f_{yk}} \left( \frac{\beta_x - \frac{d'}{d}}{\beta_x} \right) \times 3,5\text{‰} \leq 1,0 & \left\langle \beta_x \geq 0,259 \right\rangle \\ & \left\langle \text{domínios 3 e 4} \right\rangle \end{cases} \quad (38)
\end{aligned}$$

A EQUAÇÃO 38 demonstra que  $\beta_s$  e  $\beta'_s$  são funções de  $\beta_x$ , da relação  $d/d'$  e da categoria do aço ( $f_{yk}$ ). Assim como feito para as variáveis  $\beta_y$ ,  $\beta_z$ , e  $\beta_c$ , é possível associar os valores  $\beta_s$  e  $\beta'_s$  a valores pré-fixados de  $\beta_x$  e ( $d'/d$ ).

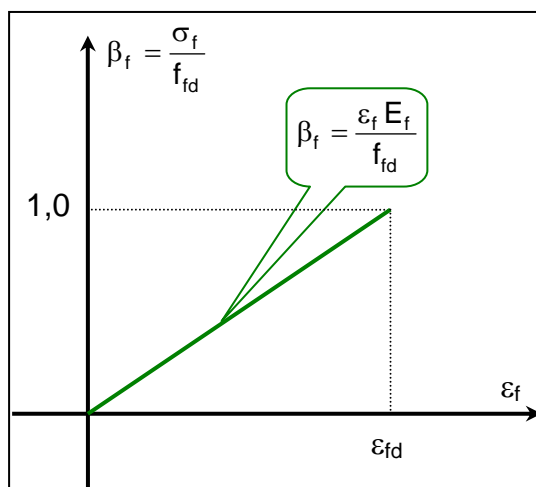
#### 7.4.3 Diagrama Adimensional Tensão-Deformação da Fibra de Carbono

O diagrama tensão-deformação da fibra de carbono tem o aspecto mostrado na FIGURA 26. Nesta Figura optou-se por apresentar este diagrama de forma adimensional, com a introdução do conceito de  $\beta_f$  dado pela EQUAÇÃO 39.

$$\beta_f = \frac{\sigma_f}{f_{fd}} = \frac{\varepsilon_f E_f}{f_{fd}} = \frac{\varepsilon_f E_f}{\frac{f_{fk}}{\gamma_f}} = \frac{\gamma_f \varepsilon_f E_f}{f_{fk}} \begin{cases} \leq 1,0 \Rightarrow \text{OK} \\ > 1,0 \Rightarrow \beta_f = 0,0 \end{cases} \quad (39)$$

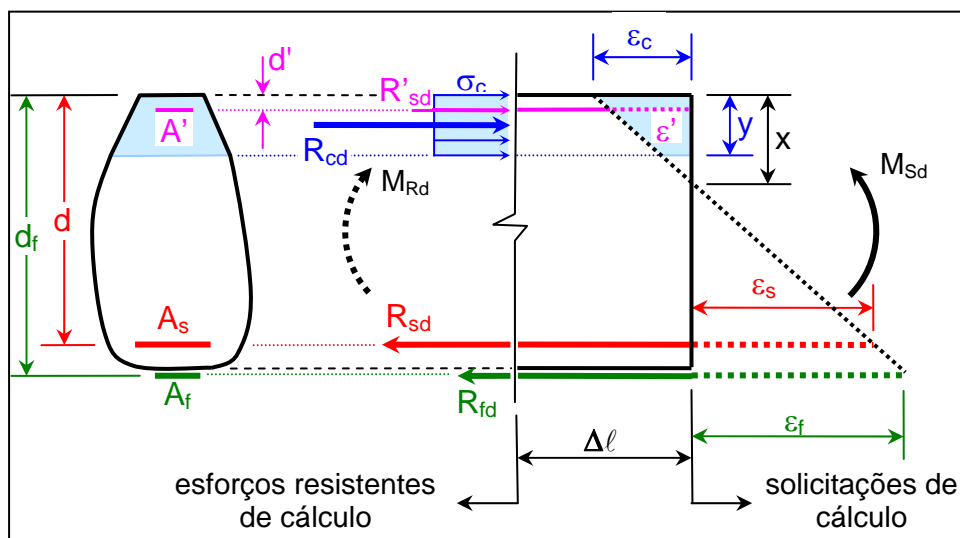
Seja a FIGURA 27 onde são mostrados, dentre outros: os esforços resistentes ( $R_{cd}$ ,  $R'_{sd}$ ,  $R_{sd}$  e  $R_{fd}$ ), a posição da linha neutra ( $x$ ), a altura útil da viga ( $d$ ), a posição da fibra de carbono ( $d_f$ ) a posição da armadura comprimida ( $d'$ ), o encurtamento da fibra de concreto mais comprimida ( $\varepsilon_c$ ), o encurtamento da armadura comprimida ( $\varepsilon'_s$ ), o alongamento da fibra de carbono ( $\varepsilon_f$ ) e o alongamento da armadura tracionada ( $\varepsilon_s$ ).

FIGURA 26 - DIAGRAMA ADIMENSIONAL TENSÃO-DEFORMAÇÃO DA FIBRA DE CARBONO



FONTE: MARINO, M. A. **CONCRETO ARMADO**, NOTAS DE AULA DA UFPR, CURITIBA, 2003.

FIGURA 27 - ALONGAMENTO DAS ARMADURAS E DA FIBRA DE CARBONO



FONTE: MARINO, M. A. **CONCRETO ARMADO**, NOTAS DE AULA DA UFPR, CURITIBA, 2003.

Da FIGURA 27 e levando-se em consideração a EQUAÇÃO 34, a FIGURA 21 e a FIGURA 24, tem-se, para o alongamento da fibra de carbono:

$$\varepsilon_f = \left( \frac{d_f - x}{x} \right) \varepsilon_c = \left( \frac{d_f - x}{d - x} \right) \varepsilon_s$$

$$\varepsilon_f = \begin{cases} \left( \frac{\frac{d_f}{d} - \beta_x}{\beta_x} \right) \varepsilon_c \\ \left( \frac{\frac{d_f}{d} - \beta_x}{1 - \beta_x} \right) \varepsilon_s \end{cases}$$

$$\varepsilon_f = \begin{cases} \left( \frac{\frac{d_f}{d} - \beta_x}{1 - \beta_x} \right) \times 10\text{‰} & \left\langle \beta_x \leq 0,259 \right\rangle \\ & \left\langle \text{domínio 2} \right\rangle \\ \left( \frac{\frac{d_f}{d} - \beta_x}{\beta_x} \right) \times 3,5\text{‰} & \left\langle \beta_x \geq 0,259 \right\rangle \\ & \left\langle \text{domínios 3 e 4} \right\rangle \end{cases} \quad (40)$$

A associação da EQUAÇÃO 35 com a EQUAÇÃO 36 e com a EQUAÇÃO 40 resulta:

$$\beta_f = \frac{\sigma_f}{f_{fd}} = \begin{cases} \frac{\gamma_f E_f}{f_{fk}} \left( \frac{\frac{d_f}{d} - \beta_x}{1 - \beta_x} \right) \times 10\text{‰} \begin{cases} \leq 1,0 \Rightarrow \text{OK} \\ > 1,0 \Rightarrow \beta_f = 0,0 \end{cases} & \left\langle \beta_x \leq 0,259 \right\rangle \\ & \left\langle \text{domínio 2} \right\rangle \\ \frac{\gamma_f E_f}{f_{fk}} \left( \frac{\frac{d_f}{d} - \beta_x}{\beta_x} \right) \times 3,5\text{‰} \begin{cases} \leq 1,0 \Rightarrow \text{OK} \\ > 1,0 \Rightarrow \beta_f = 0,0 \end{cases} & \left\langle \beta_x \geq 0,259 \right\rangle \\ & \left\langle \text{domínios 3 e 4} \right\rangle \end{cases} \quad (41)$$

A EQUAÇÃO 41 demonstra que  $\beta_f$  é função de  $\beta_x$ , da relação  $d_f/d$  e das características da fibra de carbono ( $\gamma_f$ ,  $E_f$  e  $f_{fk}$ ). Assim como feito para as variáveis  $\beta_y$ ,  $\beta_z$ ,  $\beta_c$ ,  $\beta_s$  e  $\beta'_s$ , é possível associar os valores  $\beta_f$  a valores pré-fixados de  $\beta_x$  e  $(d_f/d)$ , como mostrado na TABELA 5, feita para o aço CA-50 e fibra de carbono CF-130, da Máster Builders Technologies.

TABELA 5 - FLEXÃO SIMPLES – CA-50 + FIBRA DE CARBONO CF 130

CA-50					$\beta'_s$ para $(d'/d) =$			$\beta_f$ para $(d_f/d) =$		
$\beta_x$	$\beta_y$	$\beta_z$	$\beta_c$	$\beta_s$	0,05	0,10	0,15	1,05	1,10	1,15
0,100	0,080	0,960	0,065	1,000	0,268	0,000	-0,268	0,731	0,770	0,810
0,259	0,207	0,896	0,158	1,000	1,000	1,000	0,712	0,739	0,787	0,835
0,628	0,502	0,749	0,320	1,000	1,000	1,000	1,000	0,150	0,170	0,190
0,800	0,640	0,680	0,370	0,423	1,000	1,000	1,000	0,061	0,077	0,092

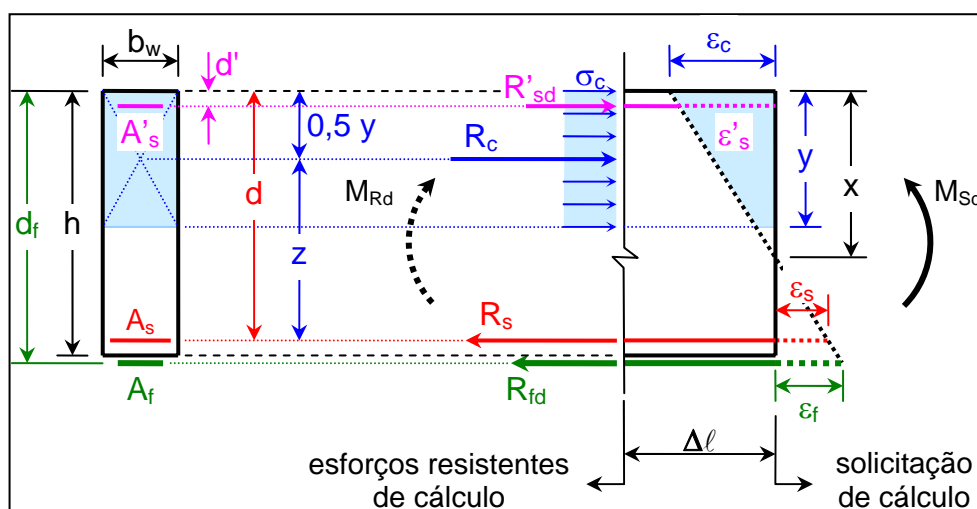
FONTE: MARINO, M. A. **CONCRETO ARMADO**, NOTAS DE AULA DA UFPR, CURITIBA, 2003.

## 7.5 EQUAÇÕES GERAIS

### 7.5.1 Posição da Linha Neutra e Condição de Segurança

Seja a FIGURA 6.8, correspondente a uma viga de seção retangular, onde são mostrados, dentre outros: a solicitação de cálculo ( $M_{sd}$ ), os esforços resistentes de cálculo ( $R_{cd}$ ,  $R_{fd}$ ,  $R'_{sd}$ ,  $R_{sd}$ ), os elementos geométricos referentes à seção transversal da viga ( $x$ ,  $y$ ,  $z$ ,  $d$ ,  $d_f$ ,  $d'$ ,  $b_w$  e  $h$ ), as deformações ( $\epsilon_c$ ,  $\epsilon_s$ ,  $\epsilon_f$  e  $\epsilon'_s$ ) e as áreas de armadura e fibra de carbono ( $A_s$ ,  $A_f$  e  $A'_s$ ).

FIGURA 28 - SEÇÃO RETANGULAR – SOLICITAÇÃO E ESFORÇOS RESISTENTES



FONTE: MARINO, M. A. **CONCRETO ARMADO**, NOTAS DE AULA DA UFPR, CURITIBA, 2003.



Da FIGURA 28, e considerando as equações anteriormente apresentadas, tem-se:

- elementos geométricos da seção retangular (EQUAÇÃO 34)

$$x = \beta_x d$$

$$y = \beta_y d$$

$$z = \beta_z d$$

- valores geométricos adimensionais (EQUAÇÃO 34)

$$\beta_y = 0,8\beta_x$$

$$\beta_z = 1 - 0,4\beta_x$$

$$\beta_c = 0,68\beta_x \quad \beta_z = 0,68\beta_x(1 - 0,4\beta_x)$$

- valores adimensionais das tensões nas armaduras (EQUAÇÃO 38)

$$\beta_s = \frac{\sigma_s}{f_{yd}} = \begin{cases} \frac{\gamma_s E_s}{f_{yk}} \times 10\text{‰} \leq 1,0 & \left\langle \beta_x \leq 0,259 \right\rangle \\ \frac{\gamma_s E_s}{f_{yk}} \left( \frac{1 - \beta_x}{\beta_x} \right) \times 3,5\text{‰} \leq 1,0 & \left\langle \beta_x \geq 0,259 \right\rangle \end{cases} \quad \begin{matrix} \text{domínio 2} \\ \text{domínios 3 e 4} \end{matrix}$$

$$\beta'_s = \frac{\sigma'_s}{f_{yd}} = \begin{cases} \frac{\gamma_s E_s}{f_{yk}} \left( \frac{\beta_x - \frac{d'}{d}}{1 - \beta_x} \right) \times 10\text{‰} \leq 1,0 & \left\langle \beta_x \leq 0,259 \right\rangle \\ \frac{\gamma_s E_s}{f_{yk}} \left( \frac{\beta_x - \frac{d'}{d}}{\beta_x} \right) \times 3,5\text{‰} \leq 1,0 & \left\langle \beta_x \geq 0,259 \right\rangle \end{cases} \quad \begin{matrix} \text{domínio 2} \\ \text{domínios 3 e 4} \end{matrix}$$

- valores adimensionais da tensão na fibra de carbono (EQUAÇÃO 41)

$$\beta_f = \frac{\sigma_f}{f_{fd}} = \begin{cases} \frac{\gamma_f E_f}{f_{fk}} \left( \frac{\frac{d_f}{d} - \beta_x}{1 - \beta_x} \right) \times 10\text{‰} \begin{cases} \leq 1,0 \Rightarrow \text{OK} \\ > 1,0 \Rightarrow \beta_f = 0,0 \end{cases} & \left\langle \beta_x \leq 0,259 \right\rangle \\ \frac{\gamma_f E_f}{f_{fk}} \left( \frac{\frac{d_f}{d} - \beta_x}{\beta_x} \right) \times 3,5\text{‰} \begin{cases} \leq 1,0 \Rightarrow \text{OK} \\ > 1,0 \Rightarrow \beta_f = 0,0 \end{cases} & \left\langle \beta_x \geq 0,259 \right\rangle \end{cases} \quad \begin{matrix} \text{domínio 2} \\ \text{domínios 3 e 4} \end{matrix}$$

- esforço resistente de cálculo atuante na região de concreto comprimido

$$R_{cd} = (b_w y) \sigma_c$$

$$R_{cd} = (b_w)(0,8x)(0,85f_{cd})$$

- $R_{cd} = 0,68(b_w)(\beta_x d)(f_{cd})$   
 $R_{cd} = 0,68\beta_x (b_w d)(f_{cd})$
- esforço resistente de cálculo atuante na armadura comprimida

$$R'_{sd} = A'_s \sigma'_s$$

$$R'_{sd} = A'_s \beta'_s f_{yd}$$

$$R'_{sd} = \beta'_s A'_s f_{yd}$$

- esforço resistente de cálculo atuante na armadura tracionada

$$R_{sd} = A_s \sigma_s$$

$$R_{sd} = A_s \beta_s f_{yd}$$

$$R_{sd} = \beta_s A_s f_{yd}$$

- esforço resistente de cálculo atuante na fibra de carbono

$$R_{fd} = A_f \sigma_f$$

$$R_{fd} = A_f \beta_f f_{fd}$$

$$R_{fd} = \beta_f A_f f_{fd}$$

- equilíbrio dos esforços resistentes de cálculo

$$R_{cd} = 0,68\beta_x (b_w d)(f_{cd})$$

$$R'_{sd} = \beta'_s A'_s f_{yd}$$

$$R_{sd} = \beta_s A_s f_{yd}$$

$$R_{fd} = \beta_f A_f f_{fd}$$

$$R_{sd} + R_{fd} = R_{cd} + R'_{sd}$$

$$\beta_s A_s f_{yd} = 0,68\beta_x (b_w d)(f_{cd}) + \beta'_s A'_s f_{yd} - \beta_f A_f f_{fd}$$

$$\beta_s = \left( \frac{0,68 b_w d f_{cd}}{A_s f_{yd}} \right) \beta_x + \left( \frac{A'_s}{A_s} \right) \beta'_s - \left( \frac{A_f f_{fd}}{A_s f_{yd}} \right) \beta_f \quad (42)$$

- momento resistente de cálculo (referência  $A_s$ )

$$M_{Rd} = R_{cd} z + R'_{sd} (d - d') + R_{fd} (d_f - d)$$

$$M_{Rd} = \{ [0,68\beta_x (b_w d)(f_{cd})](\beta_z d) \} + [(\beta'_s A'_s f_{yd})(d - d')] + [(\beta_f A_f f_{fd})(d_f - d)]$$

$$M_{Rd} = \left[ \underbrace{0,68\beta_x \beta_z}_{\beta_c} (b_w d^2)(f_{cd}) \right] + [(\beta'_s A'_s f_{yd})(d - d')] + [(\beta_f A_f f_{fd})(d_f - d)]$$

$$M_{Rd} = [\beta_c (b_w d^2)(f_{cd})] + [(\beta'_s A'_s f_{yd})(d - d')] + [(\beta_f A_f f_{fd})(d_f - d)] \quad (43)$$

- momento resistente de cálculo (referência  $A_f$ )

$$M_{Rd} = R_{cd} \left( d_f - \frac{y}{2} \right) + R'_{sd} (d_f - d') - R_{sd} (d_f - d)$$

$$\begin{aligned}
M_{Rd} &= \left\{ [0,68 \beta_x (b_w d)(f_{cd})] \left( d_f - \frac{0,8 \beta_x d}{2} \right) \right\} + [(\beta'_s A'_s f_{yd})(d_f - d')] - [(\beta_s A_s f_{yd})(d_f - d)] \\
\{ [0,68 \beta_x (b_w d)(f_{cd})] (d_f - 0,4 \beta_x d) \} &+ [(\beta'_s A'_s f_{yd})(d_f - d')] - [(\beta_s A_s f_{yd})(d_f - d)] - M_{Rd} = 0 \\
\beta_x \left( \frac{d_f}{d} - 0,4 \beta_x \right) &+ \frac{[(\beta'_s A'_s f_{yd})(d_f - d')] - [(\beta_s A_s f_{yd})(d_f - d)] - M_{Rd}}{0,68 b_w d^2 f_{cd}} = 0 \\
\beta_x^2 - 2,5 \left( \frac{d_f}{d} \right) \beta_x &- \frac{[(\beta'_s A'_s f_{yd})(d_f - d')] - [(\beta_s A_s f_{yd})(d_f - d)] - M_{Rd}}{0,272 b_w d^2 f_{cd}} = 0 \\
\beta_x^2 - 2,5 \left( \frac{d_f}{d} \right) \beta_x &- \frac{[(\beta'_s A'_s f_{yd})(d_f - d')] - [(\beta_s A_s f_{yd})(d_f - d)] - M_{Rd}}{0,272 b_w d^2 f_{cd}} = 0 \\
\beta_x = 1,25 \left( \frac{d_f}{d} \right) &- \sqrt{1,5625 \left( \frac{d_f}{d} \right)^2 + \frac{[(\beta'_s A'_s f_{yd})(d_f - d')] - [(\beta_s A_s f_{yd})(d_f - d)] - M_{Rd}}{0,272 b_w d^2 f_{cd}}} \quad (44)
\end{aligned}$$

– condição de segurança

$$M_{Rd} > M_{Sd}$$

– condição limite de segurança

$$M_{Rd} = M_{Sd} \quad (45)$$

### 7.5.2 Valor Aproximado de $A_f$

A EQUAÇÃO 44, para a condição limite de segurança (EQUAÇÃO 45) corresponde a:

$$\beta_x = 1,25 \left( \frac{d_f}{d} \right) - \sqrt{1,5625 \left( \frac{d_f}{d} \right)^2 + \frac{[(\beta'_s A'_s f_{yd})(d_f - d')] - [(\beta_s A_s f_{yd})(d_f - d)] - M_{Sd}}{0,272 b_w d^2 f_{cd}}}$$

Como o valor de  $\beta_x$  da equação acima é função de duas variáveis desconhecidas,  $\beta_s$  e  $\beta'_s$ , torna-se possível apenas determinar um valor aproximado da linha neutra, para a condição de  $\beta_s = \beta'_s = 1,0$ . Desta forma, tem-se:

$$\beta_{x,aprox} = 1,25 \left( \frac{d_f}{d} \right) - \sqrt{1,5625 \left( \frac{d_f}{d} \right)^2 + \frac{[(A'_s f_{yd})(d_f - d')] - [(A_s f_{yd})(d_f - d)] - M_{Sd}}{0,272 b_w d^2 f_{cd}}} \quad (46)$$

donde:

$$\beta_{c,aprox} = 0,68 \beta_{x,aprox} (1 - 0,4 \beta_{x,aprox}) \quad (47)$$

$$\beta'_{s,aprox} = \begin{cases} \frac{\gamma_s E_s}{f_{yk}} \left( \frac{\beta_{x,aprox} - \frac{d'}{d}}{1 - \beta_{x,aprox}} \right) \times 10\text{‰} \leq 1,0 & \left\langle \beta_x \leq 0,259 \right\rangle \\ & \text{domínio 2} \\ \frac{\gamma_s E_s}{f_{yk}} \left( \frac{\beta_{x,aprox} - \frac{d'}{d}}{\beta_{x,aprox}} \right) \times 3,5\text{‰} \leq 1,0 & \left\langle \beta_x \geq 0,259 \right\rangle \\ & \text{domínios 3 e 4} \end{cases} \quad (48)$$

$$\beta_{f,aprox} = \begin{cases} \frac{\gamma_f E_f}{f_{fk}} \left( \frac{\frac{d_f}{d} - \beta_{x,aprox}}{1 - \beta_{x,aprox}} \right) \times 10\text{‰} \begin{cases} \leq 1,0 \Rightarrow \text{OK} \\ > 1,0 \Rightarrow \beta_f = 0,0 \end{cases} & \left\langle \beta_x \leq 0,259 \right\rangle \\ & \text{domínio 2} \\ \frac{\gamma_f E_f}{f_{fk}} \left( \frac{\frac{d_f}{d} - \beta_{x,aprox}}{\beta_{x,aprox}} \right) \times 3,5\text{‰} \begin{cases} \leq 1,0 \Rightarrow \text{OK} \\ > 1,0 \Rightarrow \beta_f = 0,0 \end{cases} & \left\langle \beta_x \geq 0,259 \right\rangle \\ & \text{domínios 3 e 4} \end{cases} \quad (49)$$

Levando os valores de  $\beta_{c,aprox}$  (EQUAÇÃO 47),  $\beta'_{s,aprox}$  (EQUAÇÃO 48) e  $\beta_{f,aprox}$  (EQUAÇÃO 49) para a equação de define  $M_{Rd}$  (EQUAÇÃO 43), para a condição limites (EQUAÇÃO 45), tem-se:

$$M_{Rd} = M_{Sd} = [\beta_{c,aprox} (b_w d^2) (f_{cd})] + [(\beta'_{s,aprox} A'_s f_{yd})(d - d')] + [(\beta_{f,aprox} A_f f_{fd})(d_f - d)]$$

donde:

$$A_{f,aprox} = \frac{M_{Sd} - [\beta_{c,aprox} (b_w d^2) (f_{cd})] - [(\beta'_{s,aprox} A'_s f_{yd})(d - d')]}{\beta_{f,aprox} (d_f - d) f_{fd}} \quad (50)$$

### 7.5.3 Processo Iterativo

A seqüência de cálculo para a definição de  $A_f$ , bem como a verificação da capacidade da seção reforçada, corresponde a:

– determinação de  $A_f$

a. EQUAÇÃO 46

$$\beta_{x,aprox} = 1,25 \left( \frac{d_f}{d} \right) - \sqrt{1,5625 \left( \frac{d_f}{d} \right)^2 + \frac{[(A'_s f_{yd})(d_f - d')] - [(A_s f_{yd})(d_f - d)] - M_{Sd}}{0,272 b_w d^2 f_{cd}}}$$

b. EQUAÇÃO 47

$$\beta_{c,aprox} = 0,68 \beta_{x,aprox} (1 - 0,4 \beta_{x,aprox})$$

## c. EQUAÇÃO 48

$$\beta'_{s,aprox} = \begin{cases} \frac{\gamma_s E_s}{f_{yk}} \left( \frac{\beta_{s,aprox} - \frac{d'}{d}}{1 - \beta_{x,aprox}} \right) \times 10\text{‰} \leq 1,0 & \left\langle \beta_x \leq 0,259 \right\rangle \\ & \text{domínio 2} \\ \frac{\gamma_s E_s}{f_{yk}} \left( \frac{\beta_{x,aprox} - \frac{d'}{d}}{\beta_{x,aprox}} \right) \times 3,5\text{‰} \leq 1,0 & \left\langle \beta_x \geq 0,259 \right\rangle \\ & \text{domínios 3 e 4} \end{cases}$$

## d. EQUAÇÃO 49

$$\beta_{f,aprox} = \begin{cases} \frac{\gamma_f E_f}{f_{fk}} \left( \frac{\frac{d_f}{d} - \beta_{x,aprox}}{1 - \beta_{x,aprox}} \right) \times 10\text{‰} \begin{cases} \leq 1,0 \Rightarrow \text{OK} \\ > 1,0 \Rightarrow \beta_f = 0,0 \end{cases} & \left\langle \beta_x \leq 0,259 \right\rangle \\ & \text{domínio 2} \\ \frac{\gamma_f E_f}{f_{fk}} \left( \frac{\frac{d_f}{d} - \beta_{x,aprox}}{\beta_{x,aprox}} \right) \times 3,5\text{‰} \begin{cases} \leq 1,0 \Rightarrow \text{OK} \\ > 1,0 \Rightarrow \beta_f = 0,0 \end{cases} & \left\langle \beta_x \geq 0,259 \right\rangle \\ & \text{domínios 3 e 4} \end{cases}$$

## e. EQUAÇÃO 50

$$A_{f,aprox} = \frac{M_{Sd} - [\beta_{c,aprox} (b_w d^2) (f_{cd})] - [(\beta'_{s,aprox} A'_s f_{yd}) (d - d')]}{\beta_{f,aprox} (d_f - d) f_{fd}}$$

f. Fazendo  $A_f \cong A_{f,aprox}$ , temos:

– determinação de  $M_{Sd}$

a.  $\beta_x \cong \beta_{x,aprox}$

## b. EQUAÇÃO 38

$$\beta_s = \frac{\sigma_s}{f_{yd}} = \begin{cases} \frac{\gamma_s E_s}{f_{yk}} \times 10\text{‰} \leq 1,0 & \left\langle \beta_x \leq 0,259 \right\rangle \\ & \text{domínio 2} \\ \frac{\gamma_s E_s}{f_{yk}} \left( \frac{1 - \beta_x}{\beta_x} \right) \times 3,5\text{‰} \leq 1,0 & \left\langle \beta_x \geq 0,259 \right\rangle \\ & \text{domínios 3 e 4} \end{cases}$$

## c. EQUAÇÃO 38

$$\beta'_s = \frac{\sigma'_s}{f_{yd}} = \begin{cases} \frac{\gamma_s E_s}{f_{yk}} \left( \frac{\beta_x - \frac{d'}{d}}{1 - \beta_x} \right) \times 10\text{‰} \leq 1,0 & \left\langle \beta_x \leq 0,259 \right\rangle \\ & \text{domínio 2} \\ \frac{\gamma_s E_s}{f_{yk}} \left( \frac{\beta_x - \frac{d'}{d}}{\beta_x} \right) \times 3,5\text{‰} \leq 1,0 & \left\langle \beta_x \geq 0,259 \right\rangle \\ & \text{domínios 3 e 4} \end{cases}$$

## d. EQUAÇÃO 41

$$\beta_f = \frac{\sigma_f}{f_{fd}} = \begin{cases} \frac{\gamma_f E_f}{f_{fk}} \left( \frac{\frac{d_f}{d} - \beta_x}{1 - \beta_x} \right) \times 10\text{‰} \begin{cases} \leq 1,0 \Rightarrow \text{OK} \\ > 1,0 \Rightarrow \beta_f = 0,0 \end{cases} & \left\langle \beta_x \leq 0,259 \right\rangle \\ & \text{domínio 2} \\ \frac{\gamma_f E_f}{f_{fk}} \left( \frac{\frac{d_f}{d} - \beta_x}{\beta_x} \right) \times 3,5\text{‰} \begin{cases} \leq 1,0 \Rightarrow \text{OK} \\ > 1,0 \Rightarrow \beta_f = 0,0 \end{cases} & \left\langle \beta_x \geq 0,259 \right\rangle \\ & \text{domínios 3 e 4} \end{cases}$$

## e. EQUAÇÃO 42

$$\beta_s = \left( \frac{0,68 b_w d f_{cd}}{A_s f_{yd}} \right) \beta_x + \left( \frac{A'_s}{A_s} \right) \beta'_s - \left( \frac{A_f f_{fd}}{A_s f_{yd}} \right) \beta_f$$

f. se a equação de  $\beta_s$  (EQUAÇÃO 42) não for verificada, retorna-se ao item “a” com o novo valor de  $\beta_x$

## g. EQUAÇÃO 34

$$\beta_c = 0,68 \beta_x (1 - 0,4 \beta_x)$$

## h. EQUAÇÃO 43

$$M_{Rd} = [\beta_c (b_w d^2) (f_{cd})] + [(\beta'_s A'_s f_{yd}) (d - d')] + [(\beta_f A_f f_{fd}) (d_f - d)]$$

i. se  $M_{Rd}$  resultar menor que  $M_{Sd}$ , é necessário alterar o valor de  $A_f$  e retornar o processo iterativo

## 7.5.4 Programa VRFC (Vigas Reforçadas com Fibra de Carbono)

Com o propósito de facilitar o processo iterativo descrito em 7.5.3, foi desenvolvido uma planilha de cálculo denominada VRFC (linguagem Excel). Na aplicação desta planilha deverão ser fornecidos as constantes do projeto ( $E_s$ ,  $E_f$ ,  $f_{yk}$ ,  $f_{fk}$ ,  $f_{ck}$ ,  $\gamma_s$ ,  $\gamma_f$ ,  $\gamma_c$ ,  $A'_s$ ,  $A_s$ ,  $b_w$ ,  $h$ ,  $d'$ ,  $d$  e  $d_f$ ) e um valor estimado para  $A_f$ . Arbitrando

seguidos valores para  $\beta_x$  chega-se ao valor de  $M_{Rd}$ , bem como ao domínio corresponde ao ELU – flexão simples.

## 7.6 DEFORMAÇÕES ESPECÍFICAS DA FIBRA DE CARBONO ANTERIORES AO REFORÇO

### 7.6.1 Deformações Específicas do Concreto Anteriores ao Reforço

Os reforços em vigas de concreto armado, de modo geral, ocorrem em estruturas já existentes, ou seja, estruturas com carregamentos. Conseqüentemente, estas estruturas apresentam, antes do reforço, um estado de deformação (alongamentos e encurtamentos) a ser analisado, considerando um determinado estado limite de serviço.

A NBR 6118, no seu item 17.3.1, estabelece:

*“Nos estados limites de serviço as estruturas trabalham parcialmente no Estádio I e parcialmente no Estádio II. A separação entre essas duas partes é definida pelo momento de fissuração. Esse momento pode ser calculado pela seguinte expressão aproximada:*

$$M_r = \frac{\alpha f_{ct} I_c}{y_t} \quad (51)$$

onde:

$\alpha = 1,2$  para seções T ou duplo T;

$\alpha = 1,5$  para seções retangulares;

onde:

$\alpha$  é o fator que correlaciona aproximadamente a resistência à tração na flexão com a resistência à tração direta;

$y_t$  é a distância do centro de gravidade da seção à fibra mais tracionada;

$I_c$  é o momento de inércia da seção bruta de concreto;

$f_{ct}$  é a resistência à tração direta do concreto, conforme 8.2.5, com o quantil apropriado a cada verificação particular. Para a determinação do momento de fissuração deve ser usado o  $f_{ctk,inf}$  no estado limite de formação de fissura e  $f_{ct,m}$  no estado limite de deformação excessiva”

A NBR 6118, no seu item 8.2.5, estabelece:

*“A resistência à tração direta ..., pode ser avaliado o seu valor médio ou característico por meio das equações seguintes”:*

$$f_{ct,m} = 0,3\sqrt[3]{f_{ck}^2}$$

$$f_{ctk,inf} = 0,7f_{ct,m} \quad (52)$$

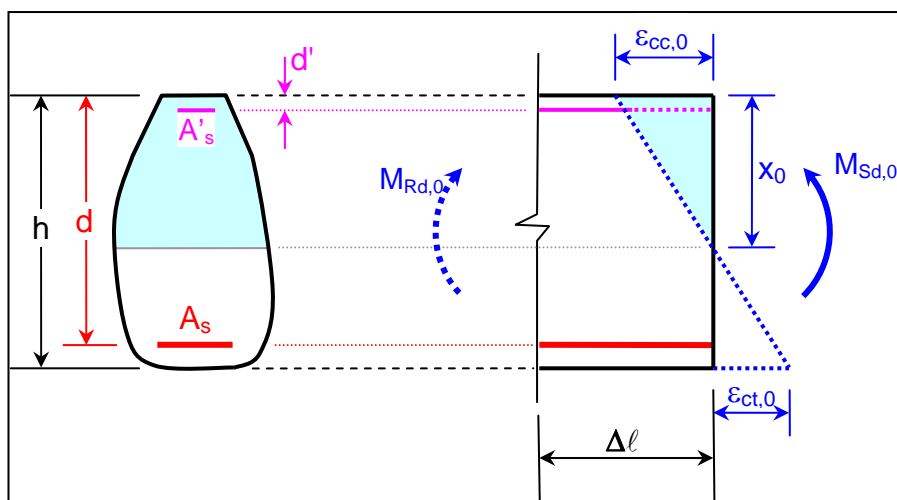
$$f_{ctk,sup} = 1,3f_{ct,m}$$

onde:

$f_{ct,m}$  e  $f_{ck}$  são expressos em megapascal.

Uma vez conhecida as condições de fissuração da estrutura, torna-se possível avaliar suas deformações (FIGURA 7.9).

FIGURA 29 - DEFORMAÇÃO DE VIGA ANTES DO REFORÇO



FONTE: MARINO, M. A. **CONCRETO ARMADO**, NOTAS DE AULA DA UFPR, CURITIBA, 2003.

O valor de  $\varepsilon_{cc,0}$  mostrado da FIGURA 29 corresponde a:

$$\varepsilon_{cc,0} = \frac{M_{Sd,0} x_0}{(EI)_{eq}} \quad (53)$$

onde:

$\varepsilon_{cc,0}$  alongamento específico da fibra de concreto mais comprimida;



$M_{Sd,0}$  momento fletor de cálculo corresponde ao carregamento inicial – estado limite de serviço, combinação quase-permanente<sup>1</sup>;

$d$  altura útil da seção transversal;

$x_0$  posição da linha neutra a ser determinada no:

- Estádio I se  $M_{Sd,0} < M_r$  (estrutura não fissurada);
- Estádio II se  $M_{Sd,0} \geq M_r$  (estrutura fissurada ou parcialmente fissurada);

$(EI)_{eq}$  rigidez equivalente a ser determinada no:

- Estádio I se  $M_{Sd,0} < M_r$  (estrutura não fissurada);
- Estádio II se  $M_{Sd,0} \geq M_r$  (estrutura fissurada ou parcialmente fissurada);

No Estádio I, a rigidez equivalente pode ser determinada por:

$$(EI)_{eq} = E_{cs} I_c \quad (54)$$

onde:

$E_{cs}$  módulo de elasticidade secante do concreto (NBR 6881, item 8.2.8)

$$\begin{aligned} E_{ci} &= 5600 \sqrt{f_{ck}} \quad (f_{ck} \text{ em MPa}) \\ E_{cs} &= 0,85 E_{ci} \end{aligned} \quad (55)$$

$I_c$  momento de inércia da seção bruta de concreto

No Estádio II, a rigidez equivalente pode ser determinada por (NBR 6118, item 17.3.2.1.1):

$$(EI)_{eq} = E_{cs} \left\{ \left( \frac{M_r}{M_a} \right)^3 I_c + \left[ 1 - \left( \frac{M_r}{M_a} \right)^3 \right] I_{II} \right\} \leq E_c I_c \quad (56)$$

onde:

$I_{II}$  momento de inércia da seção fissurada de concreto no Estádio II,

calculado com  $\alpha_e = \frac{E_s}{E_{cs}}$ ;

$E_s$  módulo de elasticidade do aço;

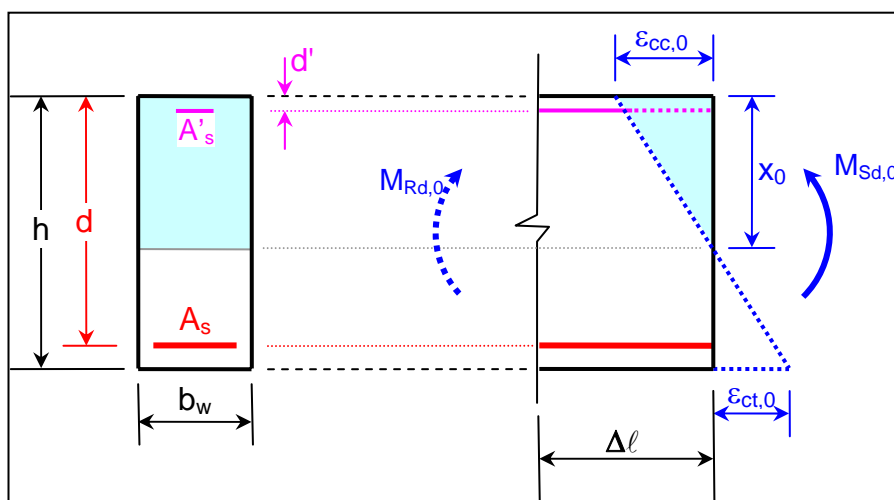
$M_r$  momento de fissuração do elemento estrutural, cujo valor deve ser reduzido à metade no caso de utilização de barras lisas;

<sup>1</sup> É conveniente, na definição do reforço em vigas de concreto armado, que o valor de  $\varepsilon_{cc,0}$  seja verificado também para a condição permanente de serviço, ou seja, para carregamento devido somente à carga permanente.

$M_a$  momento fletor na seção crítica do vão considerado, momento máximo no vão para vigas biapoiadas ou contínuas e momento no apoio para balanços, para combinação de ações considerada nesta avaliação.

No caso de seções retangulares (FIGURA 30), as propriedades geométricas (posição da linha neutra e momento de inércia) correspondentes aos Estádios I e II são dadas pelas EQUAÇÕES 57 e 8.

FIGURA 30 - SEÇÕES RETANGULARES



FONTE: MARINO, M. A. **CONCRETO ARMADO**, NOTAS DE AULA DA UFPR, CURITIBA, 2003.

– Estádio I<sup>1</sup>

$$x_0 = \frac{\frac{b_w h^2}{2} + \alpha_e (A_s d + A_s' d')}{b_w h + \alpha_e (A_s + A_s')} \quad (57)$$

$$I_I = \frac{b_w h^3}{12} + b_w h \left( x_0 - \frac{h}{2} \right)^2 + \alpha_e \left[ A_s (d - x_0)^2 + A_s' (x_0 - d')^2 \right]$$

<sup>1</sup> A NBR 6118 (2003) faz  $I_I = I_c$  ou seja, considera, de modo simplificado, o momento de inércia correspondente ao Estádio I como sendo equivalente ao momento de inércia da seção bruta de concreto.

– Estádio II

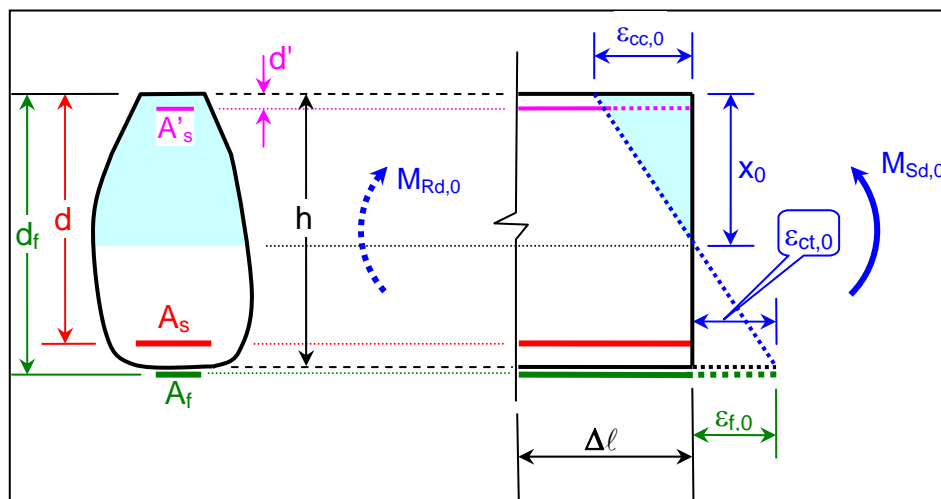
$$x_0 = \frac{\alpha_e (A_s + A'_s)}{b_w} \left[ \sqrt{1 + \frac{2b_w (A_s d + A'_s d')}{\alpha_e (A_s + A'_s)^2}} - 1 \right] \quad (58)$$

$$I_{II} = \frac{b_w x_0^3}{3} + \alpha_e \left[ A_s (d - x_0)^2 + A'_s (x_0 - d')^2 \right]$$

### 7.6.2 Deformação Específica da Fibra de Carbono Dependente do Carregamento Anterior ao Reforço

É a deformação específica da fibra de carbono a ser considerada antes do reforço, correspondente ao alongamento que previamente teria ocorrido na posição futura desta fibra, como mostrado na FIGURA 31.

FIGURA 31 - DEFORMAÇÃO DA FIBRA DE CARBONO A SER CONSIDERADA ANTES DO REFORÇO



FONTE: MARINO, M. A. **CONCRETO ARMADO**, NOTAS DE AULA DA UFPR, CURITIBA, 2003.

Da FIGURA 31, tem-se:

$$\varepsilon_{f,0} = \varepsilon_{ct,0} = \frac{h - x_0}{x_0} \varepsilon_{cc,0} \quad (59)$$

### 7.6.3 Pré-alongamento da Fibra de Carbono

Em caso de pré-alongamento (protensão) nas fibras de carbono, antes do reforço, a deformação específica a ser considerada resulta:

$$\varepsilon_{f,p} = \frac{P}{A_f E_f} \quad (60)$$

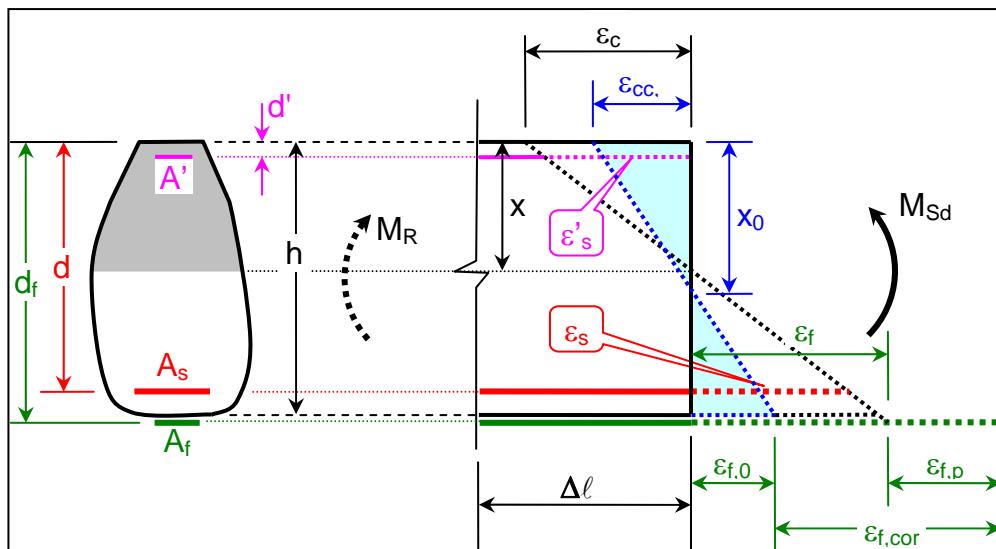
onde:

- $\varepsilon_{f,p}$  alongamento específico da fibra de carbono devido à força de protensão
- $P$  força de protensão
- $A_f$  área da seção transversal da fibra de carbono
- $E_f$  módulo de elasticidade da fibra de carbono

#### 7.6.4 Considerações das Deformações Específicas da Fibra de Carbono Devidas ao Carregamento Anterior ao Reforço e ao Pré-Alongamento

Como visto em 7.6.2 e 7.6.3, os dois tipos de deformações, se existirem, deverão ser consideradas no dimensionamento de reforço de vigas de concreto armado com fibras de carbono, como mostrado na FIGURA 32.

FIGURA 32 - DEFORMAÇÕES NA FIBRA DE CARBONO



FONTE: MARINO, M. A. **CONCRETO ARMADO**, NOTAS DE AULA DA UFPR, CURITIBA, 2003.

Da FIGURA 32, tem-se:

$$\varepsilon_{f,cor} = \varepsilon_f - \varepsilon_{f,0} + \varepsilon_{f,p} \quad (61)$$

ou ainda:

$$\varepsilon_{f,cor} \left( \frac{E_f}{f_{fd}} \right) = (\varepsilon_f - \varepsilon_{f,0} + \varepsilon_{f,p}) \left( \frac{E_f}{f_{fd}} \right)$$

donde:

$$\beta_{f,cor} = \beta_f + (\varepsilon_{f,p} - \varepsilon_{f,0}) \left( \frac{E_f}{f_{fd}} \right) \begin{cases} \leq 1,0 \Rightarrow \text{OK} \\ > 1,0 \Rightarrow \beta_{f,cor} = 0,0 \end{cases} \quad (62)$$

Existindo a deformação inicial  $\varepsilon_{f,0}$ , devida ao carregamento anterior ao reforço, e/ou a deformação  $\varepsilon_{f,p}$ , devida a protensão, o processo iterativo descrito em 6.5.3, deve ser ajustado, como a seguir indicado:

– determinação de  $A_f$

$$a. \beta_{x,aprox} = 1,25 \left( \frac{d_f}{d} \right) - \sqrt{1,5625 \left( \frac{d_f}{d} \right)^2 + \frac{[(A'_s f_{yd})(d_f - d')] - [(A_s f_{yd})(d_f - d)] - M_{Sd}}{0,272 b_w d^2 f_{cd}}}$$

$$b. \beta_{c,aprox} = 0,68 \beta_{x,aprox} (1 - 0,4 \beta_{x,aprox})$$

$$c. \beta'_{s,aprox} = \begin{cases} \frac{\gamma_s E_s}{f_{yk}} \left( \frac{\beta_{s,aprox} - \frac{d'}{d}}{1 - \beta_{x,aprox}} \right) \times 10\text{‰} \leq 1,0 & \left\langle \beta_x \leq 0,259 \right\rangle \\ \text{domínio 2} \\ \frac{\gamma_s E_s}{f_{yk}} \left( \frac{\beta_{x,aprox} - \frac{d'}{d}}{\beta_{x,aprox}} \right) \times 3,5\text{‰} \leq 1,0 & \left\langle \beta_x \geq 0,259 \right\rangle \\ \text{domínios 3 e 4} \end{cases}$$

$$d. \beta_{f,aprox} = \begin{cases} \frac{\gamma_f E_f}{f_{fk}} \left( \frac{\frac{d_f}{d} - \beta_{x,aprox}}{1 - \beta_{x,aprox}} \right) \times 10\text{‰} \begin{cases} \leq 1,0 \Rightarrow \text{OK} \\ > 1,0 \Rightarrow \beta_f = 0,0 \end{cases} & \left\langle \beta_x \leq 0,259 \right\rangle \\ \text{domínio 2} \\ \frac{\gamma_f E_f}{f_{fk}} \left( \frac{\frac{d_f}{d} - \beta_{x,aprox}}{\beta_{x,aprox}} \right) \times 3,5\text{‰} \begin{cases} \leq 1,0 \Rightarrow \text{OK} \\ > 1,0 \Rightarrow \beta_f = 0,0 \end{cases} & \left\langle \beta_x \geq 0,259 \right\rangle \\ \text{domínios 3 e 4} \end{cases}$$

$$\beta_{f,cor} = \beta_{f,aprox} + (\varepsilon_{f,p} - \varepsilon_{f,0}) \left( \frac{E_f}{f_{fd}} \right) \begin{cases} \leq 1,0 \Rightarrow \text{OK} \\ > 1,0 \Rightarrow \beta_{f,cor} = 0,0 \end{cases}$$

$$e. A_{f,aprox} = \frac{M_{Sd} - [\beta_{c,aprox} (b_w d^2) (f_{cd})] - [(\beta'_{s,aprox} A'_s f_{yd})(d - d')]}{\beta_{f,cor} (d_f - d) f_{fd}}$$

f. Fazendo  $A_f \cong A_{f,aprox}$ , temos:

– determinação de  $M_{Sd}$

$$a. \beta_x \cong \beta_{x,aprox}$$

$$\begin{aligned}
\text{b. } \beta_s = \frac{\sigma_s}{f_{yd}} &= \begin{cases} \frac{\gamma_s E_s}{f_{yk}} \times 10\text{‰} \leq 1,0 & \left\langle \beta_x \leq 0,259 \right\rangle \\ & \left\langle \text{domínio 2} \right\rangle \\ \frac{\gamma_s E_s}{f_{yk}} \left( \frac{1 - \beta_x}{\beta_x} \right) \times 3,5\text{‰} \leq 1,0 & \left\langle \beta_x \geq 0,259 \right\rangle \\ & \left\langle \text{domínios 3 e 4} \right\rangle \end{cases} \\
\text{c. } \beta'_s = \frac{\sigma'_s}{f_{yd}} &= \begin{cases} \frac{\gamma_s E_s}{f_{yk}} \left( \frac{\beta_x - \frac{d'}{d}}{1 - \beta_x} \right) \times 10\text{‰} \leq 1,0 & \left\langle \beta_x \leq 0,259 \right\rangle \\ & \left\langle \text{domínio 2} \right\rangle \\ \frac{\gamma_s E_s}{f_{yk}} \left( \frac{\beta_x - \frac{d'}{d}}{\beta_x} \right) \times 3,5\text{‰} \leq 1,0 & \left\langle \beta_x \geq 0,259 \right\rangle \\ & \left\langle \text{domínios 3 e 4} \right\rangle \end{cases} \\
\text{d. } \beta_f = \frac{\sigma_f}{f_{fd}} &= \begin{cases} \frac{\gamma_f E_f}{f_{fk}} \left( \frac{\frac{d_f}{d} - \beta_x}{1 - \beta_x} \right) \times 10\text{‰} \begin{cases} \leq 1,0 \Rightarrow \text{OK} \\ > 1,0 \Rightarrow \beta_f = 0,0 \end{cases} & \left\langle \beta_x \leq 0,259 \right\rangle \\ & \left\langle \text{domínio 2} \right\rangle \\ \frac{\gamma_f E_f}{f_{fk}} \left( \frac{\frac{d_f}{d} - \beta_x}{\beta_x} \right) \times 3,5\text{‰} \begin{cases} \leq 1,0 \Rightarrow \text{OK} \\ > 1,0 \Rightarrow \beta_f = 0,0 \end{cases} & \left\langle \beta_x \geq 0,259 \right\rangle \\ & \left\langle \text{domínios 3 e 4} \right\rangle \end{cases}
\end{aligned}$$

$$\beta_{f,cor} = \beta_f + (\varepsilon_{f,p} - \varepsilon_{f,0}) \left( \frac{E_f}{f_{fd}} \right) \begin{cases} \leq 1,0 \Rightarrow \text{OK} \\ > 1,0 \Rightarrow \beta_{f,cor} = 0,0 \end{cases}$$

$$\text{e. } \beta_s = \left( \frac{0,68 b_w d f_{cd}}{A_s f_{yd}} \right) \beta_x + \left( \frac{A'_s}{A_s} \right) \beta'_s - \left( \frac{A_f f_{fd}}{A_s f_{yd}} \right) \beta_{f,cor}$$

$$\text{f. } \beta_c = 0,68 \beta_x (1 - 0,4 \beta_x)$$

$$\text{g. } M_{Rd} = [\beta_c (b_w d^2) (f_{cd})] + [(\beta'_s A'_s f_{yd}) (d - d')] + [(\beta_f A_f f_{fd}) (d_f - d)]$$

h. se  $M_{Rd}$  resultar menor que  $M_{Sd}$ , é necessário alterar o valor de  $A_f$  e retornar o processo iterativo.

O Programa VRFC, descrito em 7.5.4, leva em conta as correções descritas para o processo iterativo, como aqui apresentadas.

Neste trabalho, a consideração da seção fissurada é feita somente para a determinação das deformações iniciais, levando-se em conta que para a aplicação do reforço, as fissuras precisam ser tratadas. CHARKAS et al. (2002), desenvolveu

uma solução analítica, para alguns estágios de carregamento, considerando o reforço aplicado na seção fissurada.

$b_w$	largura da alma de uma viga
$d$	altura útil
	distância da armadura tracionada à fibra mais comprimida de concreto
$d'$	distância da armadura comprimida à fibra mais comprimida de concreto
$d_f$	distância da fibra de carbono à fibra mais comprimida de concreto
$f_{cd}$	resistência à compressão do concreto de cálculo
$f_{ck}$	resistência à compressão do concreto característica
$f_{fd}$	resistência à tração da fibra de carbono de cálculo
$f_{fk}$	resistência à tração da fibra de carbono característica
	resistência à ruptura da fibra de carbono
$f_{yd}$	resistência ao escoamento do aço de cálculo
$f_{yk}$	resistência ao escoamento do aço característica
$h$	altura de uma viga
$x$	altura da linha neutra
$x_0$	altura da linha neutra correspondente ao Estádio I ou Estádio II
$y$	altura da região de concreto comprimido de uma viga onde atua a tensão constante $\sigma_c$
$z$	braço de alavanca
$A_f$	área da seção transversal da fibra de carbono tracionada
$A_s$	área da seção transversal da armadura longitudinal de tração
$A'_s$	área da seção transversal da armadura longitudinal de compressão
$E_f$	módulo de elasticidade da fibra de carbono
$E_s$	módulo de elasticidade do aço
$M_{Rd}$	momento fletor resistente de cálculo
$M_{Sd}$	momento fletor solicitante de cálculo
$R_{cd}$	esforço resistente de cálculo atuante na região de concreto comprimido
$R_{fd}$	esforço resistente de cálculo atuante na fibra de carbono
$R_{sd}$	esforço resistente de cálculo atuante na armadura tracionada
$R'_{sd}$	esforço resistente de cálculo atuante na armadura comprimida
$\beta_c$	variável adimensional correlacionada a $\beta_x$
$\beta_f$	variável adimensional ( $\sigma_f/f_{fd}$ ) que define o valor da tensão de tração na fibra de carbono em relação a sua resistência ao escoamento de cálculo
$\beta_s$	variável adimensional ( $\sigma_s/f_{yd}$ ) que define o valor da tensão de tração na armadura em relação a resistência ao escoamento do aço de cálculo
$\beta'_s$	variável adimensional ( $\sigma'_s/f_{yd}$ ) que define o valor da tensão de compressão na armadura em relação a resistência ao escoamento do aço de cálculo
$\beta_x$	valor adimensional ( $x/d$ ) que define a posição da linha neutra em relação a altura útil da viga
$\beta_y$	valor adimensional ( $y/d$ ) que define a altura da região de concreto comprimido, onde atua a tensão constante $\sigma_c$ , em relação a altura útil da viga

$\beta_z$	valor adimensional ( $z/d$ ) que define a dimensão do braço de alavanca em relação a altura útil da viga
$\varepsilon_c$	deformação específica do concreto
$\varepsilon_f$	deformação específica da fibra de carbono a tração
$\varepsilon_{fd}$	deformação específica a ruptura da fibra de carbono de cálculo
$\varepsilon_{yd}$	deformação específica ao escoamento do aço de cálculo
$\varepsilon_s$	deformação específica do aço a tração
$\varepsilon'_s$	deformação específica do aço a compressão
$\gamma_c$	coeficiente de ponderação da resistência do concreto
$\gamma_{fc}$	coeficiente de ponderação da resistência da fibra de carbono
$\gamma_s$	coeficiente de ponderação da resistência do aço
$\sigma_c$	tensão à compressão no concreto
$\sigma_f$	tensão na fibra de carbono tracionada
$\sigma_s$	tensão na armadura tracionada
$\sigma'_s$	tensão na armadura comprimida
$f_{ct}$	resistência à tração direta do concreto
$f_{ct,m}$	resistência média à tração do concreto
$f_{ctk,sup}$	resistência característica à tração do concreto – valor superior
$f_{ctk,inf}$	resistência característica à tração do concreto – valor inferior
$y_t$	distância do centro de gravidade da seção à fibra mais tracionada
$E_{ci}$	módulo de elasticidade inicial do concreto
$E_{cs}$	módulo de elasticidade secante do concreto
$(EI)_{eq}$	rigidez equivalente
$I_c$	momento de inércia da seção bruta de concreto
$I_{II}$	momento de inércia da seção fissurada de concreto no Estádio II
$M_a$	momento fletor na seção crítica do vão considerado, momento máximo no vão para vigas biapoiadas ou contínuas e momento no apoio para balanços, para combinação de ações considerada
$M_r$	momento de fissuração
$M_{Rd,0}$	momento fletor resistente de cálculo correspondente ao carregamento atuante na viga antes do reforço
$M_{Sd,0}$	momento fletor solicitante de cálculo correspondente ao carregamento atuante na viga antes do reforço
$\alpha$	fator que correlaciona aproximadamente a resistência à tração na flexão com a resistência à tração direta
$\varepsilon_{cc,0}$	deformação específica da fibra de concreto mais comprimida correspondente ao carregamento atuante na viga antes do reforço
$\varepsilon_{ct,0}$	deformação específica da fibra de concreto mais tracionada correspondente ao carregamento atuante na viga antes do reforço
$\varepsilon_{f,0}$	deformação específica da fibra de carbono a ser considerada no dimensionamento do reforço, dependente do carregamento atuante na viga antes deste reforço
$P$	força de protensão
$\varepsilon_{f,p}$	alongamento específico da fibra de carbono devido à força de protensão.



## CAPÍTULO 8

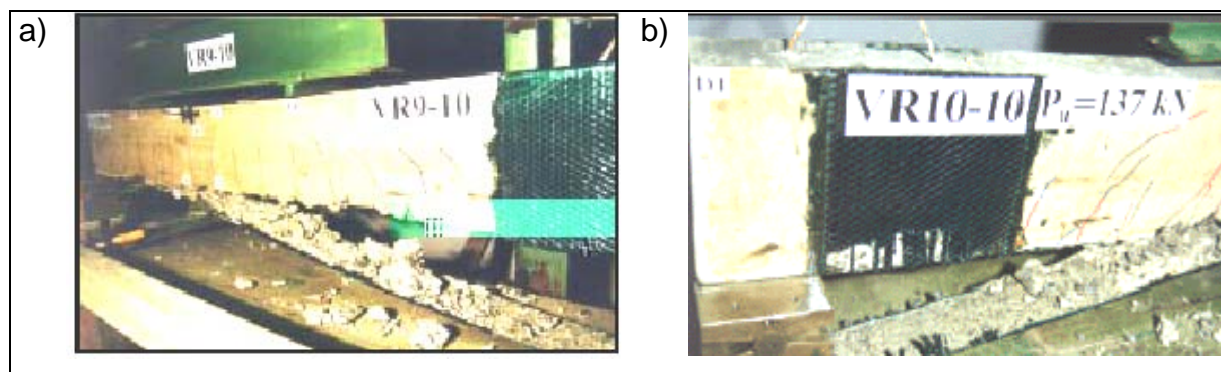
### ANCORAGEM

#### 8.1 CONSIDERAÇÕES GERAIS

Descolamentos ou falhas de ancoragem em FRP ocorrem na maioria dos testes de vigas reforçadas à flexão (64% de acordo com uma pesquisa elaborada por BONACCI, 1996 *apud* STARNES, 2001). Em somente 22% dos testes relatados o compósito de FRP rompeu. Com o restante das vigas a ruptura aconteceu por esforço cortante ou compressão do concreto. Não é muito incomum laminados de CFRP descolarem sob carregamento último, freqüentemente acontece devido aos dois tipos de ruptura de vigas reforçadas relacionados com a ancoragem, que são:

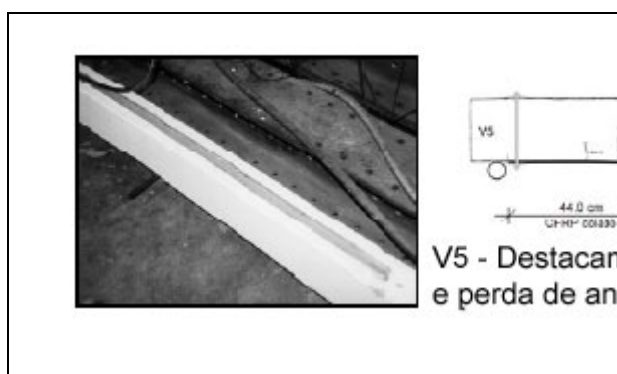
- rupturas por fendilhamento (“*peeling off*”) que ocorrem por separação do substrato de concreto quando as tensões existentes no extremo do reforço, na interface concreto/epóxi/CFRP, levam a uma tensão principal de tração superior à tensão de tração de arrancamento do concreto, ocasionando uma ruptura horizontal ao longo do substrato (FIGURA 33); e
- rupturas por descolamento do reforço que pode ser dividida em três categorias, dependendo da região e da solicitação que a produz (FIGURA 34):
  - descolamento no extremo do reforço proveniente da força cortante;
  - descolamento na região de momento fletor máximo; e
  - descolamento originado por uma fissura de cortante numa região de momento fletor intermediário.

FIGURA 33 - "PEELING OFF" EM VIGAS REFORÇADAS COM CFRP



FONTE: BEBER, A. J.; CAMPOS, A. F.; CAMPAGNOLO, J.L. **REFORÇO DE ESTRUTURAS DE CONCRETO ARMADO COM TECIDOS PRÉ-IMPREGNADOS DE FIBRA DE CARBONO**, PORTO ALEGRE, 2001, PROGRAMA DE PÓS-GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA CIVIL, UNIVERSIDADE FEDERAL DO RIO GRANDE DO SUL.

FIGURA 34 - DESCOLAMENTO DO REFORÇO NA REGIÃO DE MÁXIMO MOMENTO EM VIGA

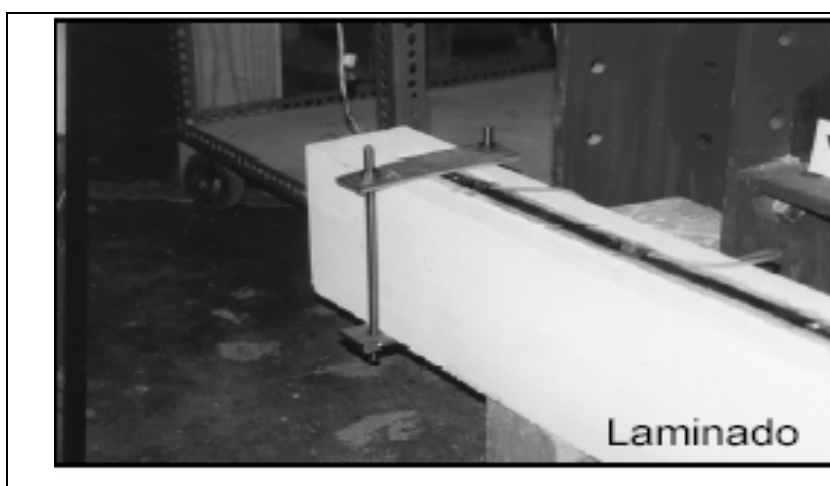


FONTE: DIAS, S. J.E.; JUVANDES, L. F. P.; FIGUEIRAS, J. A. **COMPORTAMENTO DE VIGAS DE BETÃO ARMADO REFORÇADAS À FLEXÃO COM SISTEMAS COMPÓSITOS DE CFRP**, REVISTA ENGENHARIA CIVIL, UNIVERSIDADE DO MINHO, PORTUGAL, p. 1-14, 2002.

A aplicação de laminados de CFRP é muito efetiva para reforço à flexão de vigas de concreto e então, obter uma ancoragem adequada do laminado é essencial. Uma maneira de se alcançar mais eficiência no uso destes materiais compósitos é pesquisar sobre a ancoragem. Entre as principais soluções que podem ser adotadas as melhores são as que adotam conectores mecânicos ou laços de tecidos de CFRP colados nas extremidades. Este procedimento diminui a concentração de tensões atuantes na viga e será tanto mais necessário quanto maior for a taxa de reforço em CFRP ou maior for a espessura do laminado. Desta forma, a utilização de conectores mecânicos pode melhorar a ancoragem, garantindo também, no caso de laminados pré-tensionados, eficiência na aplicação

da força de protensão, evitando a ruptura prematura do reforço. Estes elementos adicionais normalmente são constituídos por peças metálicas que envolvem a extremidade do reforço. No caso de braçadeiras metálicas apertadas por parafusos passantes ou chapas metálicas fixadas por parafusos tipo “parabolt” é importante a utilização conjunta de adesivo estrutural para evitar escorregamentos da lâmina. Ensaios realizados por DIAS *et al.* (2002), conduziram a falhas por escorregamento da lâmina na ancoragem com braçadeiras metálicas simplesmente apertadas FIGURA 35.

FIGURA 35 - DESLIZAMENTO OCASIONADO POR BRAÇADEIRA SIMPLEMENTE APERTADA.

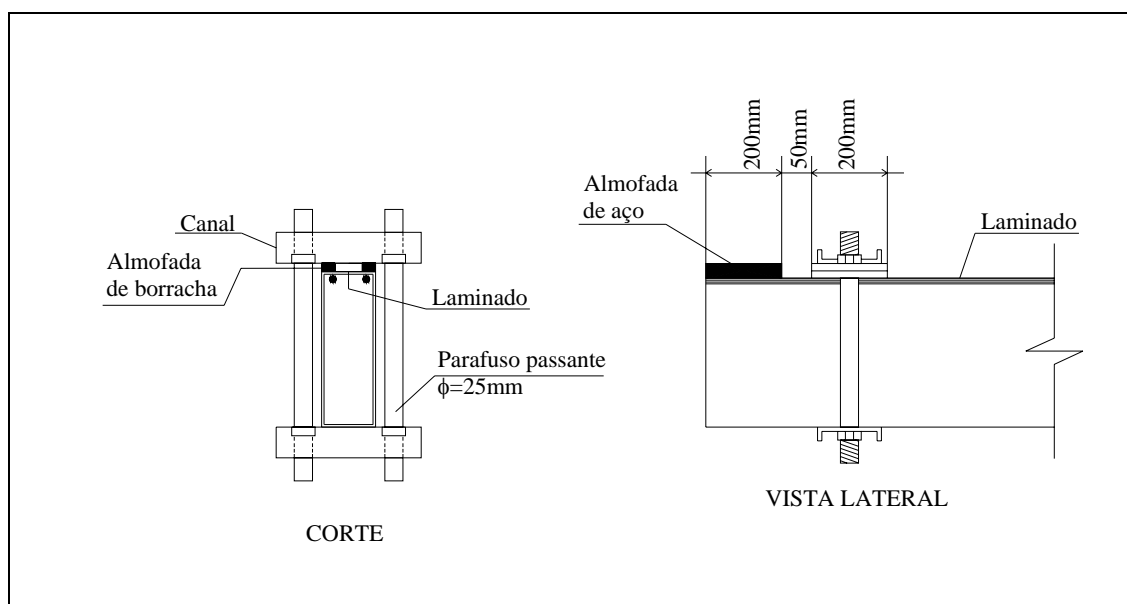


FONTE: DIAS, S. J.E.; JUVANDES, L. F. P.; FIGUEIRAS, J. A. **COMPORTAMENTO DE VIGAS DE BETÃO ARMADO REFORÇADAS À FLEXÃO COM SISTEMAS COMPÓSITOS DE CFRP**, REVISTA ENGENHARIA CIVIL, UNIVERSIDADE DO MINHO, PORTUGAL, p. 1-14, 2002.

Vale lembrar que lâminas de CFRP não levam camada externa de adesivo estrutural e nem são aplicadas em mais de uma camada. A opção para um acréscimo na área do reforço se faz com a troca da lâmina por outra de maior espessura ou então, pela aderência de mais uma lâmina ao lado do reforço inicial. Laços de tecidos de CFRP colados em “U” nas extremidades também melhoram substancialmente as condições de ancoragem.

STARNES (2001), obteve bons resultados com ancoragens metálicas do tipo braçadeira constituída por chapa metálica colada e apertada com parafusos passantes e porcas FIGURA 36.

FIGURA 36 - ANCORAGEM COM BRAÇADEIRA METÁLICA COLADA E APERTADA



FONTE: ADAPTADO DE STARNES, M. **STRENGTH AND DUCTILITY OF CONCRETE BEAMS REINFORCED WITH CARBON FRP AND STEEL**, GAISTHERSBURG, 2001, NATIONAL INSTITUTE OF STANDARDS AND TECHNOLOGY, U.S. DEPARTMENT OF COMMERCE.

De maneira geral as formas para melhorar a ancoragem do reforço com CFRP são:

- aumentar o comprimento de ancoragem e a distribuição de tensões na cola;
- utilizar braçadeiras metálicas coladas e parafusadas;
- fixar chapas metálicas na extremidade do reforço com parafusos tipo “parabolt” e adesivo estrutural;
- utilizar faixas de tecidos de CFRP em “U” ou totalmente envoltas e coladas nas extremidades do reforço; e
- balancear o uso de camadas múltiplas dispostas lado a lado no caso de laminados e superpostas no caso de tecidos.

## 8.2 EQUAÇÕES DE ANCORAGEM

As regiões de extremos do material compósito apresentam concentrações de tensões que de forma geral depende das:

- dimensões do reforço, para um fator tamanho dado por:

$$\lambda = \frac{b_f}{t_f} \quad (63)$$

onde:

$b_f$ : largura do reforço; e

$t_f$ : espessura;

- propriedades físicas e químicas do epóxi; e
- propriedades mecânicas do concreto, admitindo-se como parâmetro básico que o mesmo possua uma resistência mínima à tração  $f_{ct} \geq 1,50$  MPa.

Sabe-se que lâminas de pequena espessura levam a uma ruptura brusca do reforço quando o mesmo é aplicado sem pré-tensionamento. SANCHEZ (2001) recomenda  $\lambda > 50$  para garantir uma ruptura por flexão para este tipo de reforço. A aplicação do pré-tensionamento melhora consideravelmente as possibilidades da ruptura ocorrer na viga por flexão, com ruptura da lâmina por tração durante o escoamento do aço. A ruptura passa a ser dúctil e pode ser considerada relativamente lenta. Para que este tipo de ruptura comparativamente desejável possa ocorrer é necessário redobrar os cuidados com a ancoragem. Uma ruptura que avisa antecipadamente a eminência do colapso somente ocorrerá se não houver falhas na ancoragem.

SMITH; TENG (2001) *appud* STARNES (2001), concluíram que os modelos desenvolvidos para vigas de concreto com chapas de aço chegam a melhores resultados que os desenvolvidos somente para laminados de CFRP. Algumas das expressões adaptadas pelos autores, para a determinação do comprimento de ancoragem estão relacionadas a seguir:

- modelo de Hirogoki e Wu:

$$\tau_u = 5,88L^{-0,699} \quad (64)$$

- modelo de Tanaka:

$$\tau_u = 6,13 \ln L \quad (65)$$

- modelo de Maeda:

$$\tau_u = 110,2 \times 10^{-6} E_f t_f \quad (66)$$

$$L_{\text{efet}} = e^{6,13 - 0,58 \ln E_f t_f} \quad (67)$$

onde:

- $\tau_u$ : tensão de aderência;
- $L$ : comprimento de ancoragem;
- $E_f$ : módulo de elasticidade do CFRP;
- $t_f$ : espessura do CFRP.

O trabalho mais conceituado a respeito de ancoragem, o qual foi adaptado pela britânica Concrete Society in its Design Guidance for Strengthening Concrete Structures Using Fibre Composite Materials (2000), e pelo germânico Institute of Construction Technology (1997), foi elaborado por de NEUBAUER; ROSTASY'S (1997), também em ROSTASY (1998), e JENSEN (1999) *appud* STARNES, (2001), e refere-se à capacidade de ancoragem por colagem ou adesivamento como:

$$T = 0,5k w (E_f t_f)^{0,5} \quad (68)$$

$$k = 1,06 \left[ \frac{2 - \frac{w}{b}}{1 + \frac{w}{400}} \right]^{0,5} \quad (69)$$

onde:

- $T$ : força de tração;
- $k$ : fator função de espessuras relativas;
- $w$ : espessura do laminado;
- $E_f$ : módulo de elasticidade do laminado;
- $t$ : espessura do laminado;
- $f_f$ : resistência média à tração do concreto;
- $b$ : espessura do elemento de concreto.

O comprimento de ancoragem necessário para alcançar a capacidade de ancoragem é dado por:

$$\ell_{\max} = 0,7 \left( \frac{E t}{f_f} \right)^{0,5} \quad (70)$$

A EQUAÇÃO 70 somente é válida para  $1,5 \text{ MPa} \leq f_t \leq 3,0 \text{ MPa}$ .

Um comprimento de ancoragem maior que  $\ell_{\max}$  não aumenta a força de tração última  $T_{\max}$ . Um critério alternativo recomendado pela *Concrete Society* (2000) para prevenir a falha do tipo “*peeling off*” é limitar a tensão de cisalhamento entre o FRP e o substrato de concreto em 0,8 MPa, um valor baseado em aderência de

chapas metálicas. A força cortante longitudinal deve ser checada na extremidade da placa, onde começa ou termina a parte reforçada.

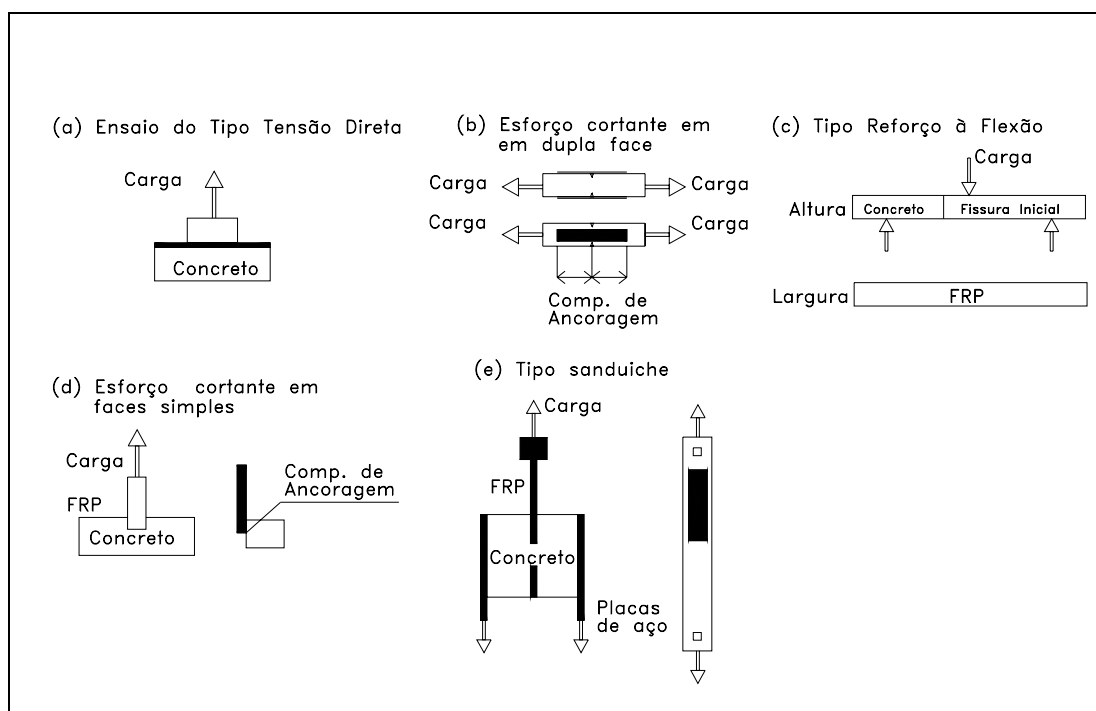
Projetistas devem lembrar que o descolamento de laminados normalmente começa onde estão os esforços cortantes significativos que causam deslocamentos através de fissuras diagonais ou transversais (SWAMY; MUKHOPADHYAYA, 1999 *appud* STARNES, 2001).

Concretos com resistência à tração mais elevada conduzem a melhores resultados quanto à ancoragem. Segundo ARAÚJO, A. (2002), a adoção de uma resistência à tração no concreto maior que 1,5 MPa, busca evitar a ruptura por separação do concreto que está associada às tensões principais  $\sigma_1$  e  $\sigma_2$  nos extremos, e não somente à tensão de cisalhamento, onde  $\sigma_1 \leq f_{ct,min}$  seria um parâmetro inicial para esta verificação.

Os modelos e leis de aderência baseiam-se, em geral, em ensaios de corpos de prova com uma ou duas tiras coladas e tracionadas obtendo-se uma tensão tangencial de aderência para o CFRP. NAKABA *et al.* (2001), ensaiaram diversos tipos de corpos de prova buscando o comportamento destas tensões de aderência (FIGURA 37). Entre as conclusões mais importantes a que eles chegaram, destacam-se:

- Colocar uma camada externa de adesivo estrutural a base de epóxi não aumenta a resistência da viga reforçada; e
- A resistência máxima no adesivo estrutural não é influenciada pelo tipo de FRP, mas aumenta quando aumenta a resistência à compressão do concreto.

FIGURA 37 ENSAIOS DE ADERÊNCIA



FONTE: NAKABA, K. *et al.* **BOND BEHAVIOR BETWEEN FIBER REINFORCED POLYMERS LAMINATES AND CONCRETE**, ACI STRUCTURAL JOURNAL, V. 98, N. 1, P. 1-9, MAY/JUN 2001.

Segundo SANCHEZ; MENEGHEL (2001), alguns pontos básicos do comportamento de reforços externos com compósitos de fibras colados com resinas ainda carecem de estudos mais conclusivos. A aderência entre o reforço e o substrato de concreto, pelo seu caráter primordial na concepção dessa técnica, necessita de um estudo mais aprofundado, fundamentado em leis que traduzam a realidade do elemento fissurado. O modelo baseado em ensaios não espelha o verdadeiro comportamento de um reforço colado externamente numa viga submetida à flexão simples. Para tanto, analisaram uma formulação energética para quantificar a aderência entre o substrato e o CFRP, visando obter um comprimento de ancoragem adequado para o reforço da peça de concreto estrutural. Os modelos de fratura para tensões de aderência, derivados de ensaios de aderência, foram estendidos para vigas submetidas à flexão e ao esforço cortante. O estudo dos deslocamentos na ruptura devido ao cortante, e o modelo dos seus efeitos sobre a tensão de aderência levaram a adoção de um fator de redução  $\alpha = 0.9$ . Baseado nas



medidas dos deslocamentos da fissura numa viga solicitada à flexão simples, um modelo aproximado da ruptura interlaminar do compósito foi desenvolvido por ROSTASY (1999), obtendo-se concordância para as tensões de tração no concreto maiores que 3 MPa, verificando-se que a ruptura interlaminar governa a ruptura por aderência nestes casos.

## 8.1 ANCORAGEM COM LÂMINAS PRÉ-TENSIONADAS

A aplicação da força de protensão na lâmina de CFRP aumenta sensivelmente o aparecimento dos problemas decorrentes das falhas na ancoragem. A ancoragem deve ser analisada em duas etapas e não somente em uma como nos casos do reforço sem protensão inicial. Na primeira etapa, a ancoragem deve garantir a execução do pré-alongamento da lâmina. Ao comprimento de ancoragem adequadamente calculado para a solicitação imposta devem ser somados, sempre que possível, a utilização de conectores mecânicos ou laços de tecido de CFRP colados.

Dispositivos mecânicos que possibilitem a aplicação direta da protensão, sem a perda de tempo inicial com a cura do adesivo estrutural vêm sendo estudados (LAMANNA *et al.*, 2001). Da mesma forma, nestes casos, a ancoragem inicial é garantida pela aderência da lâmina ao dispositivo, que deverá ser fixado na estrutura de concreto original através de parafusos ou laços.

Cuidados adicionais devem ser tomados quanto ao estrangulamento ou corte da lâmina quando se utilizam chapas metálicas apertadas por parafusos. A borda de contato com a lâmina deve ser arredondada e não pode conter farpas ou superfícies cortantes. Duas almofadas laterais de borracha podem ser utilizadas no intuito de evitar estrangulamentos. O uso do adesivo à base de epóxi é sempre recomendado em duas camadas. Uma inferior fazendo a aderência lâmina-substrato de concreto e uma superior fazendo a ligação lâmina/chapa de aço.

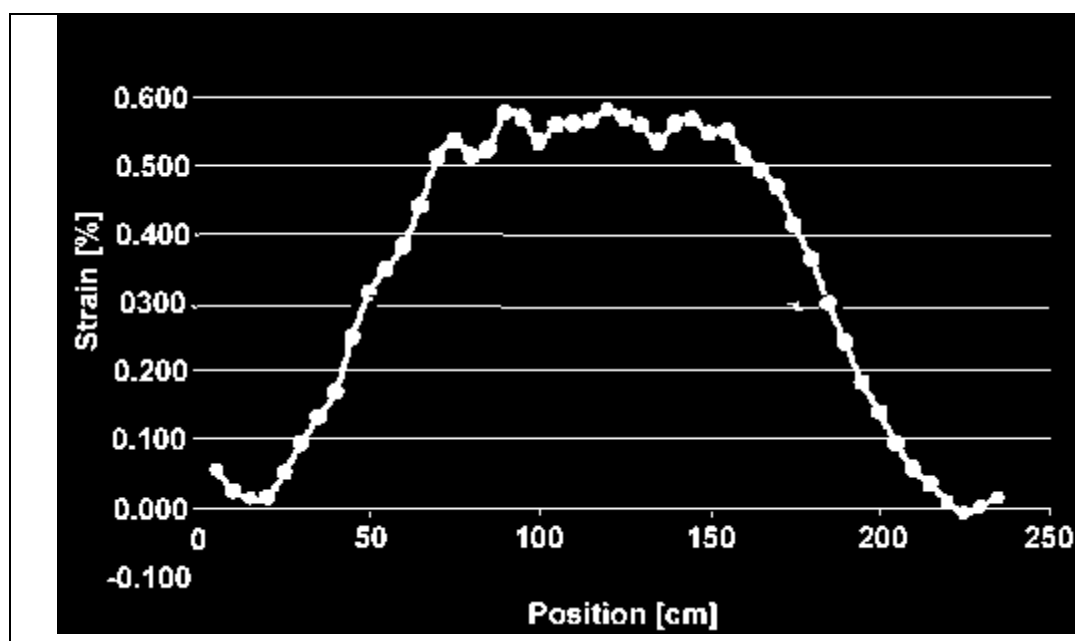
Os parafusos de fixação não devem perfurar a lâmina, situando-se paralelamente a ela. O dimensionamento dos parafusos tipo *parabolt* deve levar a uma boa distribuição geométrica e o seu comprimento deve obrigatoriamente

ultrapassar a região da armadura tracionada do aço (seção longitudinal de menor área de concreto).

Em reforços com lâminas de CFRP simplesmente coladas, sem pré-tensionamento, pequenas inclinações na lâmina (menores que 5 graus) não afetam a sua resistência final (YANG *et al.*, 2001). Para laminados pré-tensionados, o correto alinhamento da lâmina deve ser garantido, preferencialmente com a utilização de um nível a laser de fácil instalação (MÉIER, 2003).

MÉIER (2003,) analisou uma série de vigas de 2,50 m de comprimento e apresentou o seguinte gráfico para as deformações do reforço pré-tensionado, após a liberação da carga de pré-alongamento FIGURA 38.

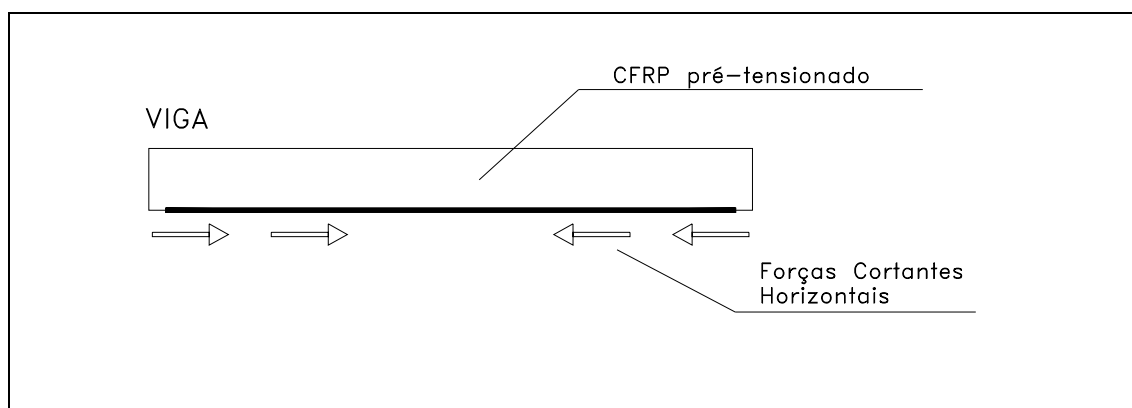
FIGURA 38 - DEFORMAÇÕES NA LÂMINA DE CFRP AO LONGO DE UMA VIGA PRÉ-TENSIONADA COM 2,5M DE COMPRIMENTO APÓS A LIBERAÇÃO DA CARGA



FONTE: ADAPTADO DE MÉIER, U. **MATERIAIS AVANÇADOS: MUDANDO DA TRADICIONAL PARA NOVAS TECNOLOGIAS EM ENGENHARIA CIVIL**. In: EPUSP, 5., 2003, SÃO PAULO.

No gráfico da FIGURA 38 pode-se notar que no terço médio da viga ocorrem as maiores deformações e nas extremidades, onde se encontram as menores deformações, a lâmina tende a voltar à situação inicial (sem deformação) causando as concentrações das forças cortantes horizontais que causam o fendilhamento ou *peeling of*, FIGURA 39.

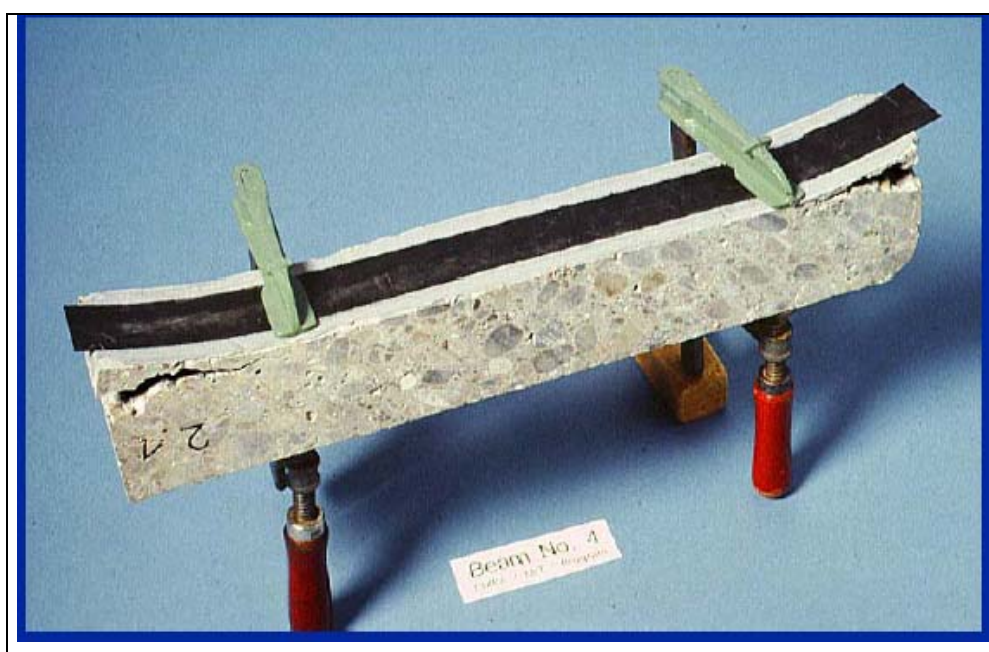
FIGURA 39 - FORÇAS CORTANTES HORIZONTAIS EM VIGAS REFORÇADAS COM CFRP PRÉ-TENSIONADOS.



FONTE: O AUTOR.

A concentração das tensões fica mais evidenciada na FIGURA 40, onde se pode notar o “*peeling off*” iniciado a partir das extremidades.

FIGURA 40 - *PEELING OF* NAS EXTREMIDADES DE UMA VIGA



FONTE: ADAPTADO DE MÉIER, U. **MATERIAIS AVANÇADOS: MUDANDO DA TRADICIONAL PARA NOVAS TECNOLOGIAS EM ENGENHARIA CIVIL**. In: EPUSP, 5., 2003, SÃO PAULO.

Um fato muito importante a ser ressaltado é que quando a ruptura ocorre em uma viga reforçada com um laminado de CFRP pré-tensionado, esta ruptura, freqüentemente, ocorre na lâmina. Começa pelas fibras mais externas, na posição

onde ocorrem as maiores deformações e vai progressivamente atingindo as fibras mais internas. Isto pode ser comprovado no estudo experimental com a instrumentação da lâmina de CFRP antes e depois do pré-tensionamento e com a visualização das rupturas nos ensaios efetuados nas vigas.

De modo geral, pode-se concluir que:

- Com taxas maiores de CFRP a eficiência do reforço com laminados externos diminui.
- A adoção do sistema pré-tensionado diminui a taxa de laminados de CFRP, aumentando a sua eficiência.
- O uso de conectores mecânicos ou de laços de tecidos de CFRP combinados com aderência é efetivo na ancoragem de laminados de CFRP e aumentam a capacidade de ancoragem sobre a expectativa para a união por aderência somente.
- Um procedimento adequado para projetos de reforço externo de CFRP/FRP deve levar em conta o aumento da ancoragem por conectores mecânicos, laços de tecidos de CFRP colados na extremidade ou outro meio de eficiência comprovado. Tal procedimento deve ser tomado como indispensável para o caso de laminados de CFRP pré-tensionados.

Com um bom conhecimento teórico e a existência de dados sobre ancoragem, projetos eficientes e racionais são possíveis (NEUBAUER; ROSTASY, 1997).

## CAPÍTULO 9

### ESTUDO EXPERIMENTAL

#### 9.1 INTRODUÇÃO

O objetivo principal deste estudo experimental é avaliar o comportamento e o desempenho de vigas de concreto armado reforçadas à flexão com laminados de fibra de carbono CFRP pré-tensionados, através da determinação do deslocamento máximo, das deformações das armaduras internas, das aberturas das fissuras e da obtenção da carga de ruptura para as vigas reforçadas.

Foram ensaiadas oito vigas de concreto armado com resistência características à compressão de 28 MPa, geometria, armaduras longitudinais e transversais idênticas. As vigas eram biapoiadas, com máximos momentos positivos no meio do vão e dimensionadas de forma a se obter prioritariamente ruptura à flexão.

Uma viga ensaiada, VR, sem reforço, foi utilizada como viga de referência para possibilitar as comparações de incremento de resistência e rigidez após o reforço. Esta viga padrão foi levada à ruptura, que se deu por flexão com escoamento da armadura de tração na região de momento máximo positivo.

As vigas V1, V2 e V3, foram igualmente reforçadas à flexão através da colagem na face inferior de uma lâmina de fibra de carbono, com largura constante de 25 mm, por toda a face inferior da viga. As lâminas foram aplicadas com pré-alongamentos iguais a 0,2%, 0,5% e 0,5% mais uma deformação inicial de 0,3%. Neste caso, três vigas iguais foram executadas de maneira a se confirmar o eventual comportamento esperado, ruptura por flexão durante o escoamento da armadura de aço. Caso ocorresse a ruptura por descolamento ou fendilhamento, as demais vigas seriam reforçadas à flexão com a melhoria do sistema de ancoragem no laminado CFRP. Havia grande preocupação com a possibilidade de falha na ancoragem, que poderia ocorrer em uma das seguintes formas:

- Durante o pré-tensionamento, na extremidade ligada ao sistema de protensão, por descolamento:

- A solução adotada para pré-tensionar o sistema foi colocar a extremidade da lâmina entre duas chapas de aço com 23 cm de comprimento, 8 cm de largura e espessura 8,0 mm cada uma. O cálculo do comprimento de ancoragem está no Anexo 08. O conjunto foi colado com aplicação de adesivo estrutural Sikadur 30 nas quatro faces dos materiais (lâmina/aço). Posteriormente, o conjunto foi apertado com seis parafusos/porcas diâmetro 5 mm. O tempo de cura do adesivo estrutural foi superior a 10 dias, conforme recomendado pelo fabricante (FOTO 1 do ANEXO 1).
- Durante o pré-tensionamento, na extremidade oposta ao sistema de protensão, por descolamento ou ruptura da lâmina:
  - O sistema de ancoragem previu a colagem inicial da lâmina por um comprimento de 23 cm trabalhando em conjunto com 03 braçadeiras metálicas constituídas por dois parafusos passantes apertados por porcas de diâmetro 12,5 mm e duas chapas retangulares com 8 mm de espessura cada uma. As chapas foram apertadas e coladas com Sikadur 30. Um artifício que definitivamente garantiu o sucesso do sistema foi levar o laminado até o apoio e pressioná-lo por uma placa com espessura 8 mm (FOTO 2 do ANEXO 1).
- Durante o carregamento final, por falha da ancoragem na extremidade que foi ligada ao sistema de protensão:
  - A lâmina passou entre duas chapas metálicas com 5 cm de comprimento, (largura 4 cm e espessura 8 mm) durante o pré-tensionamento. O vão entre as chapas foi preenchido com adesivo logo após o pré-tensionamento, de tal maneira que durante o carregamento final o laminado fosse pressionado pelo apoio. Duas braçadeiras metálicas apertadas e coladas fizeram a ancoragem adicional nas vigas V1; V2 e V3. Posteriormente, nos ensaios das vigas V7 e V8 as duas braçadeiras foram substituídas por uma placa de 8 mm fixada por seis parafusos do tipo “parabolt” e coladas com SIKADUR 30 (FOTO 9 do ANEXO 1).

Ensaída a viga V1, com 0,2% de pré-alongamento e com um resultado muito satisfatório (ver 10.2.2), onde não foi observada a ruptura prematura do reforço e sim

a ruptura por flexão na região de momento máximo, optou-se por introduzir uma deformação devido a um carregamento inicial em pelo menos duas das vigas a serem ensaiadas. A V2 foi submetida a uma deformação inicial de 0,3%, que ocasionou uma fissura que necessitou de tratamento antes do reforço. Uma fissura central foi injetada com adesivo estrutural MC-DUR 1264 TR-NL marca MC-Bauchemie, antes da aplicação do reforço. A viga V8 foi submetida a uma deformação inicial de 0,15% e as fissuras que apareceram, todas menores que 0,2 mm, não foram tratadas. O que se procurou nestes procedimentos, foi tornar o ensaio o mais próximo possível de um reforço como ele ocorre na prática.

O ensaio da viga de referência foi realizado em uma única etapa já que não foi realizado nenhum tipo de reforço. Para as demais vigas o ensaio foi realizado em duas etapas, uma para aplicação do reforço e outra para a aplicação do carregamento final, após a execução do reforço e cura do adesivo estrutural.

Duas vigas não levaram pré-tensionamento no reforço. A viga V4, reforçada com uma seção transversal equivalente a meia lâmina de CFRP (25 x 1,2 mm) e a viga V5 com seção transversal equivalente a uma lâmina inteira (50 x 1,2 mm). Procurou-se mostrar que meia lâmina, com um pré-alongamento próximo de 0,9% , pode obter o mesmo resultado, no reforço a flexão, que uma lâmina inteira somente colada ( ver 10.3).

Assim, as vigas foram reforçadas sob carregamento teoricamente constante, pré-tensionadas e posteriormente levadas à ruptura. Para se obter esta situação, foi utilizado um sistema de manutenção de carga com o objetivo de conservar o carregamento aplicado durante o tempo necessário para aplicação e cura do reforço. Inicialmente, trabalhou-se com dois macacos hidráulicos interligados, um para a aplicação da carga do pré-alongamento e outro para compensação de perdas eventuais. A partir do terceiro ensaio com pré-alongamento , substituiu-se o macaco hidráulico compensador por um registro. A troca mostrou que em três dias a perda na carga de protensão era inferior a 2%.

Neste capítulo são apresentados os materiais empregados, as características das vigas sem reforço e reforçadas, os esquemas das instrumentações, da concretagem, dos sistemas de aplicação e manutenção de carga, as etapas de aplicação do reforço e as demais etapas necessárias para a realização dos ensaios.

## 9.2 MATERIAIS

### 9.2.1 Concreto

O concreto utilizado nas vigas foi projetado para alcançar uma resistência característica à compressão de 28 MPa. A resistência, um pouco maior que a convencional se deve à aplicação da protensão e também à opção de se adotar um traço muito utilizado nas estruturas da Hidrelétrica de Itaipu, como por exemplo, no berço de assentamento das duas últimas turbinas (serviço em andamento nesta data). Desta forma, o traço utilizado, em massa foi 1,0: 2,11: 3,05 (cimento, areia, agregado graúdo). A água utilizada foi de 168 litros por metro cúbico com o acréscimo de 1,865 litros de aditivo plastificante, resultando em uma relação água cimento equivalente de 0,45.

O cimento empregado no preparo do concreto foi do tipo CPV ARI, da marca Itambé. A areia era de rio, lavada e foi utilizada em conjunto com o pó de pedra como parte do agregado miúdo. O agregado graúdo era de basalto britado número 1, com dimensão máxima de 19 mm e o aditivo era o Máster Mix 390 RB. O aditivo é um plastificante produzido pela *Master Builders Technologies*, com a função de reduzir o consumo de água e retardar o tempo de pega do concreto (TABELA 6).

TABELA 6 –CONSUMO DE MATERIAL POR m <sup>3</sup>	
Material	Quantidade /m <sup>3</sup>
Cimento CPV ARI	373 kg
Brita 19 mm	1144 kg
Areia Natural	537 kg
Pó de Pedra	252 kg
Água	168 ℓ
Aditivo PR	1865 mℓ

FONTE: ADAPTADO DO LAUDO DO LABORATÓRIO DE TECNOLOGIA DE CONCRETO DA ITAIPU BINACIONAL.

Foram moldados ao todo vinte e quatro corpos-de-prova cilíndricos com dimensões de 150 mm x 300 mm, conforme a NBR 5738 (1993). Após 24 horas os corpos-de-prova foram desformados e mantidos sob as condições ambientes do laboratório. Os ensaios se deram aos três dias, sete dias e aos 28 dias após a concretagem, e nos dias dos ensaios das vigas.



Todos os corpos-de-prova foram ensaiados à compressão na prensa AMSLER COMPRESSÃO, com capacidade de 200 kN, no Laboratório de Tecnologia de Concreto da Hidrelétrica Itaipu Binacional, de acordo com a norma NBR 5739 (1994). Os valores médios de resistência do concreto à compressão são mostrados na TABELA 7 e no diagrama tensão-dias de concretagem (FIGURA 41).

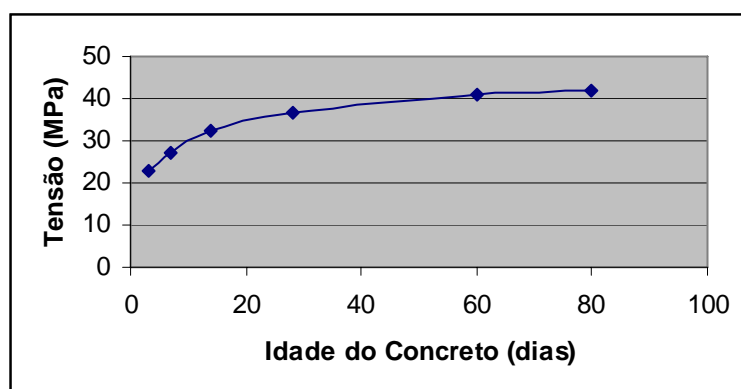
TABELA 7 – RESISTÊNCIA MÉDIA À COMPRESSÃO DOS CORPOS DE PROVA

Ensaio da Viga	Tipo de Reforço	Pré-Alongamento	Deformação Inicial	Idade do concreto (dias)	Quantidade de corpos de prova	$f_c$ (médio) (MPa)
-----				3	2	23
-----				7	2	27
-----				14	2	32.2
-----				28	2	36.7
V1	meia lâmina	0.2%		35	2	34.6
V2	meia lâmina	0.5%	0.3%	40	2	34.5
V3	meia lâmina	0.5%		45	2	38.2
V4	meia lâmina			38	2	33.9
V5	lâmina inteira			45	2	38.3
V6=VR	sem reforço			38	2	36.1
V7	meia lâmina	0.7%		54	2	39.5
V8	meia lâmina	0.7%	0.15%	62	2	38.3

FONTE: ADAPTADO DO LAUDO DO LABORATÓRIO DE TECNOLOGIA DE CONCRETO DA ITAIPU BINACIONAL.

NOTA: VR- Viga de referência sem reforço.

FIGURA 41 -DIAGRAMA TENSÃO - IDADE DO CONCRETO



FONTE: O AUTOR.

### 9.2.2 Aço

Para as armaduras longitudinal e transversal foram utilizadas barras de aço CA-50 e CA-60. O diâmetro das barras da armadura longitudinal de tração foi de 6,3 mm e para armadura de montagem na região comprimida foi de 4,2 mm (CA-60).

A armadura transversal consistiu de estribos de 6,3 mm de diâmetro, com espaçamento de 7 cm ao longo de todo o comprimento da viga.

Ao todo, foram ensaiadas à tração seis amostras de aço no Laboratório de Tecnologia de Concreto da Hidrelétrica Itaipu Binacional, de acordo com a NBR 6152 (1980). As seis amostras do aço foram ensaiadas na máquina universal AMSLER, com capacidade de 2000 kN. Os valores obtidos nos ensaios de tração foram superiores aos mínimos exigidos pela norma. Os resultados dos ensaios e os valores adotados nos cálculos encontram-se no Anexo 02.

### 9.2.3 Tecido de Fibras de Carbono

Para o reforço à flexão das vigas V1, V2, V3, V4, V5, V7 e V8 foram utilizadas laminados de fibra de carbono fornecidos pela SIKA do Brasil, do tipo SIKACARBODUR S512 (FOTO 3 do ANEXO 1), com as seguintes características:

- base: fibra de carbono em matriz epóxi;
- cor: preta;
- conteúdo de fibras em volume: > 68%;
- densidade: 1,6 g/cm<sup>3</sup>;
- resistência à temperatura: > 150°C;
- largura: 50 mm;
- espessura: 1,2 mm;
- seção transversal: 60 mm<sup>2</sup>;
- módulo de elasticidade: > 155.000 MPa;
- resistência à tração: > 2.400 MPa;
- resistência à tração na ruptura: 3.100 MPa; e
- deformação > 1,9%.

Sempre lembrando, que as propriedades mecânicas correspondem à direção longitudinal da fibra.

Para o reforço das cinco vigas pré-tensionadas foi usada meia lâmina de fibra de carbono com dimensões de 25 mm x 220 cm na parte inferior. Para se efetuarem as comparações entre os reforços com e sem pré-tensionamento, duas vigas foram reforçadas com lâminas sem pré-tensionamento, sendo uma com dimensões 50 mm x 195 cm e outra com dimensões 25 mm x 195 cm (meia lâmina).

#### 9.2.4 Resina Epoxídica

É o componente básico para a aderência do sistema de reforço. Foi aplicado neste trabalho a resina epoxídica Sikadur 30. Conforme o fabricante, não é necessário aplicação de resina de imprimação neste sistema de reforço. Não foi necessário a utilização de argamassa de regularização e a camada de recobrimento do reforço é desaconselhada para laminados. Algumas de suas propriedades são:

- cor    componente a: branco  
              componente b: preto
- mistura (a+b):    cinza
- densidade (a+b): 1,77 kg/l
- relação, em peso, a:b = 3:1
- vida útil da mistura (pot-life): 40 minutos a 35°C
- tempo aberto: 30 minutos a 35°C (adesividade após a aplicação)
- .As resistências Mecânicas (10 dias a 15°C) aproximadas:
- compressão (Din 1164.7): 95 MPa
- flexotração: 28 MPa
- cisalhamento: 15 MPa (falha no concreto)
- aderência: 4 MPa (falha no concreto)
- contração: 0,04%
- temperatura de transição vítrea: 62° c
- módulo de elasticidade: 12.800 MPa
- coeficiente de expansão:  $9 \times 10^{-6}$  c (-10°C + 40°C)

Estes valores podem variar dependendo da intensidade da mistura e do ar incluído no mesmo. Os Limites do Sistema SIKA CARBODUR, constituído pela resina Sikadur 30 e pela lâmina Sika Carbodur S512 são:

- temperatura de serviço: 50°C; e
- resistência mínima de aderência da superfície de concreto: 1,5 MPa.

O consumo aproximado de Sikadur 30 é de 350 g para cada metro linear da lâmina SIKA CABORDUR S512. A validade dos produtos que compõe o sistema é:

- lâmina SIKA CARBODUR: 120 meses em local abrigado, seco e fresco; e
- SIKADUR 30: 12 meses em local abrigado, seco e fresco, nas embalagens originais e intactas.

A embalagem dos produtos é:

- SIKA CARBODUR : lâmina em metro; e
- SIKADUR 30: conjunto com 5 kg (a+b).

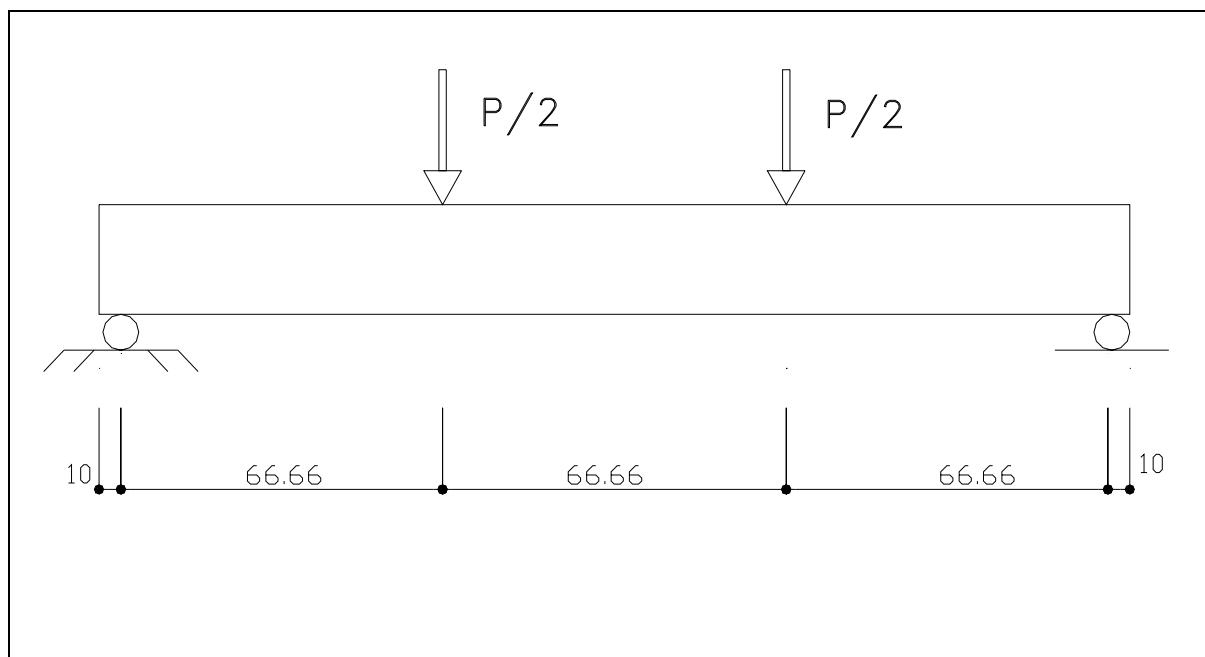
### 9.3 DESCRIÇÃO DAS VIGAS ANTES DO REFORÇO

#### 9.3.1 Características Geométricas e Mecânicas

As vigas são biapoiadas e possuem seção transversal retangular de 12 cm x 20 cm, e comprimento total de 220 cm.

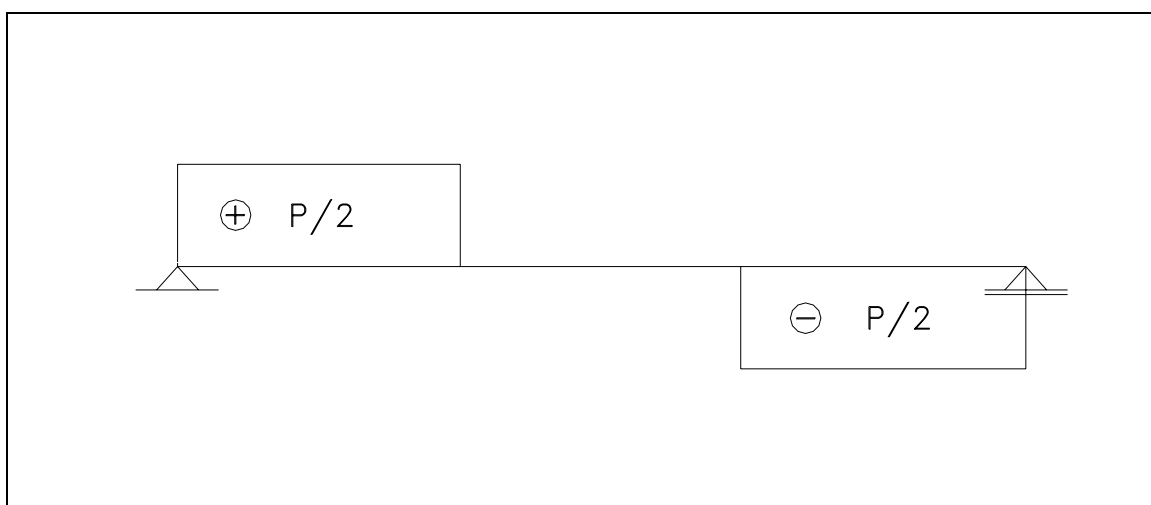
Foram aplicadas duas cargas concentradas, cada uma no terço médio do vão entre os apoios. O esquema estático, os diagramas de esforços cortantes e o de momentos fletores são mostrados nas FIGURAS 42, 43 e 44.

FIGURA 42 - ESQUEMA DE CARREGAMENTO ESTÁTICO



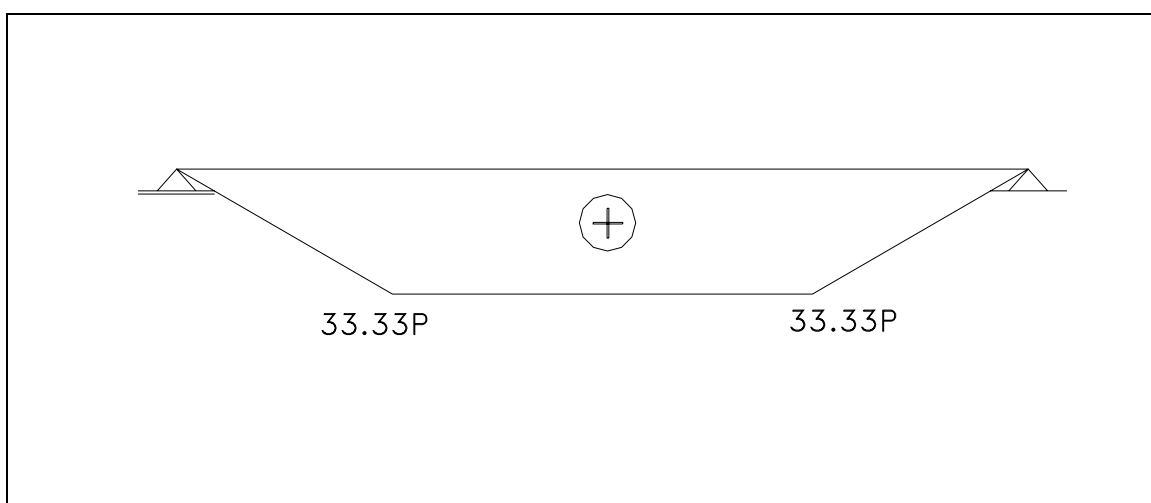
FONTE: O AUTOR.

FIGURA 43 - DIAGRAMA DE ESFORÇOS CORTANTES



FONTE: O AUTOR.

FIGURA 44 -DIAGRAMA DE MOMENTOS FLETORES (kN.cm)



FONTE: O AUTOR.

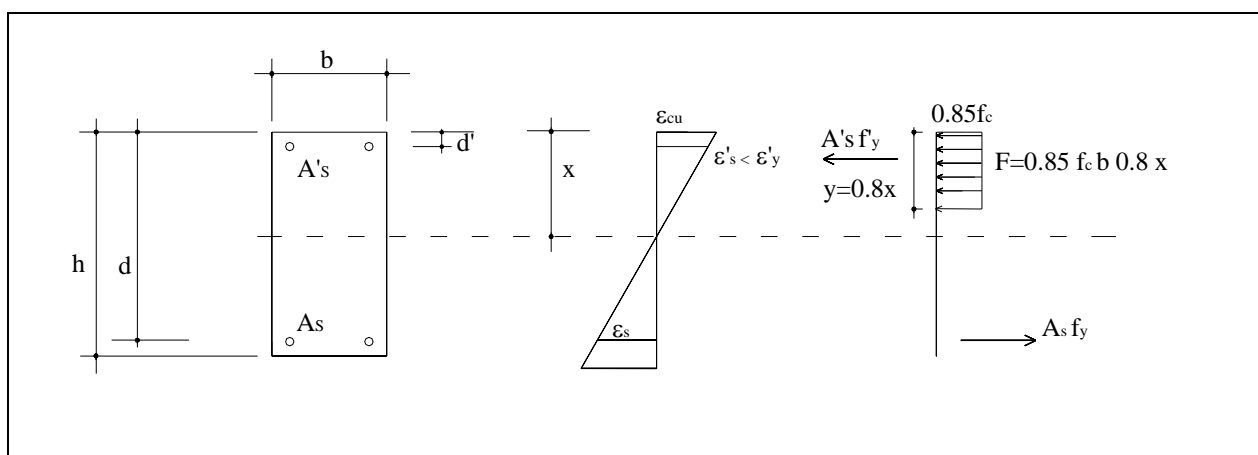
### 9.3.2 Resistência Teórica das Vigas Antes do Reforço

.As vigas ensaiadas foram dimensionadas com seções subarmadas, de tal forma que a ruptura esperada, após o reforço, ocorresse no meio do vão com o esgotamento da capacidade resistente do laminado de CFRP. Adotada a armadura longitudinal, obteve-se através da formulação para o dimensionamento à flexão, a carga de ruptura e assim, através da análise da força cortante obteve-se a armadura transversal necessária.

### 9.3.2.1 Resistência à flexão

Para o cálculo da resistência à flexão das vigas foi adotado o diagrama retangular simplificado (FIGURA 45), representando a lei constitutiva  $\sigma \times \varepsilon$  do concreto, de acordo com a NBR 6118, usando-se coeficientes de segurança unitários, visto tratar-se de obtenção de valores para a confrontação com valores experimentais.

FIGURA 45 –SEÇÃO RETANGULAR SUBMETIDA À FLEXÃO SIMPLES



FONTE: ADAPTADO DA NBR 6118, 2003.

Igualando-se a força de compressão à força de tração, obtém-se:

$$F_c = 0,85 f_c b y + A_s' f_s' \quad (71)$$

$$F_{ts} = A_s f_s \quad (72)$$

$$0,85 f_c b 0,8 x + A_s' f_s' = A_s f_s \quad (73)$$

$$M_u = A_s f_s z \quad (74)$$

Observa-se através do diagrama de momentos fletores que o momento de ruptura em kN.cm é igual a 33,33 vezes a carga aplicada P, assim:

$$P = \frac{M_u}{33,33} \quad (75)$$

### 9.3.2.2 Resistência à Força Cortante

O cálculo da armadura transversal necessária nas vigas foi efetuado utilizando-se o modelo da treliça de Ritter-Mörsch, e coeficientes de segurança

unitários. No diagrama de esforços cortantes nota-se que a força resistente de cálculo  $V_{sd}$  é igual a 50% da carga aplicada  $P$ , assim:

$$V_u = 0,5P \quad (76)$$

Pelo modelo de cálculo da treliça de Ritter-Mörsch calcula-se a armadura transversal (estribos verticais) através de:

$$V_u = \left( \frac{A_{sw}}{s} \right) 0,9 d f_y \quad (77)$$

### 9.3.2.3 Resultados Encontrados

Os resultados teóricos encontrados nos dimensionamentos à flexão e ao cortante com os valores nominais e os valores reais encontrados nos ensaios dos corpos-de-prova do concreto e do aço estão apresentados na Tabela 08. O cálculo de  $M_u$  das vigas reforçadas foi efetuado com o programa VRFC, tomando-se a viga com maior resistência (V5). Para dimensionamento do esforço cortante foi aplicado o coeficiente de segurança  $\gamma=1,4$ .

TABELA 08 – RESULTADOS DO DIMENSIONAMENTO DAS VIGAS À FLEXÃO E AO CORTANTE

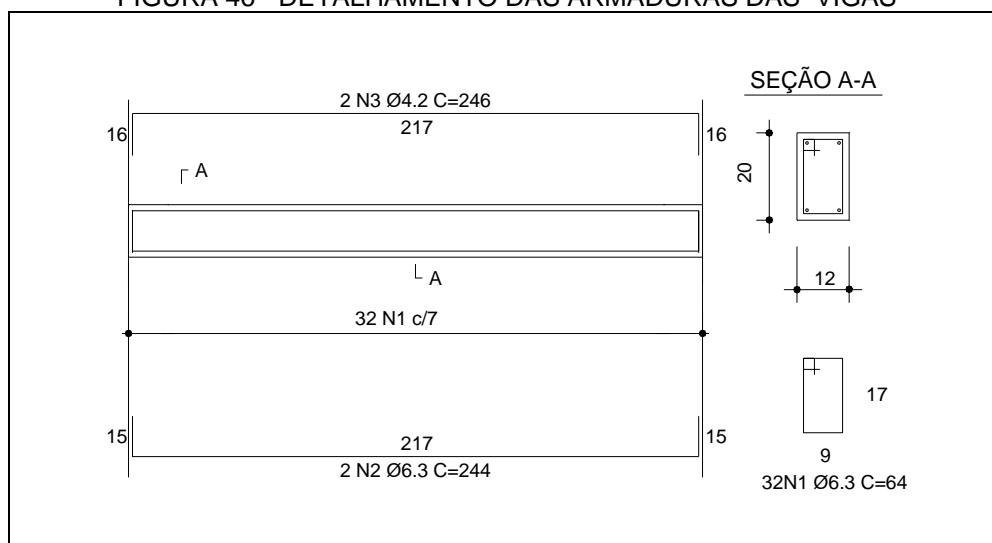
Tipo de Viga	Resultados teóricos	$f_c$ (MPa)	$F_y$ ( $\phi=6,3$ ) (MPa)	$X$ (mm)	$M_u$ (kN.m)	$P$ (kN)	$V_u$ (kN)	$\gamma$	$V_{u \cdot \gamma}$	$a_{sw}$ (cm <sup>2</sup> /m)
Viga sem Reforço	Valor nominal	28,0	500	13.6	4.98	14.9	7,47	1.4	10.46	1.32
	Valor médio	36,8	663.7	13.7	4.98	14.9	7.47	1.4	10.46	1.32
Vigas Reforçadas	Valor nominal	28,0	500	6.71	28.20	84.6	42.30	1.4	59.22	6.73
	Valor médio	36,8	663.7	4.73	32.57 <sup>(1)</sup>	97.7 <sup>(1)</sup>	48.85	1.4	68.39	5.85

FONTE: O AUTOR.

NOTA : (1) Valores obtidos do programa VRFC para a viga mais resistente (V5).

Com o dimensionamento efetuado na TABELA 08 foi adotada a armadura de cisalhamento ( $\phi = 6,3$  cada 7 cm). Na Figura 46 tem-se o detalhamento final das armaduras.

FIGURA 46 - DETALHAMENTO DAS ARMADURAS DAS VIGAS



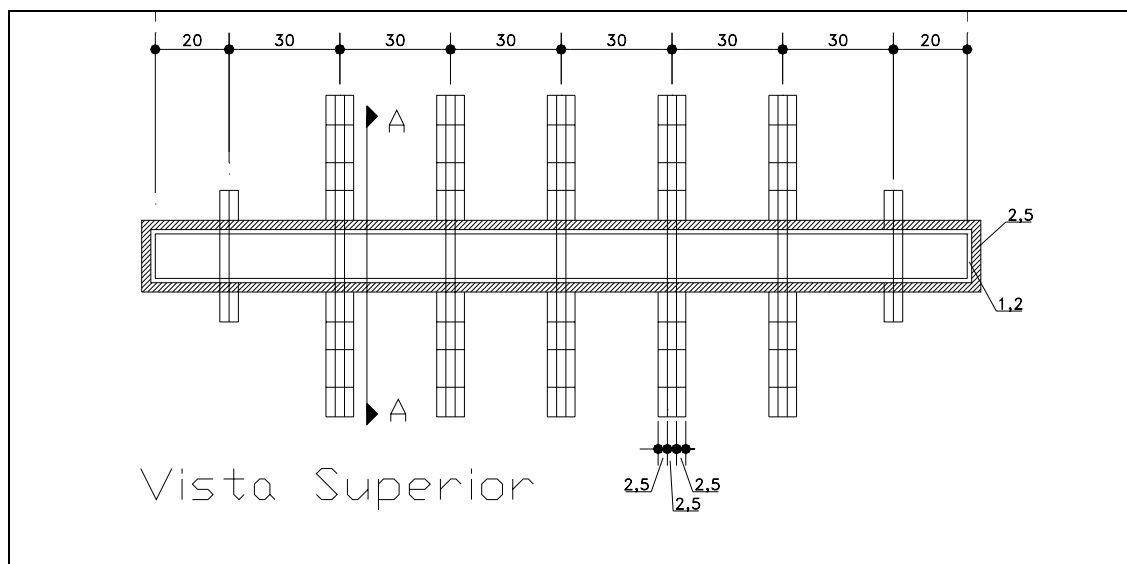
FONTE: O AUTOR.

NOTA: Dimensões em centímetros.

#### 9.4 FORMAS

Na montagem das fôrmas utilizaram-se placas de chapas resinadas com espessura de 1,2 cm e gravatas de pinho, conforme mostram as FIGURA 47 a 49 e a Foto 4 do Anexo 1.

FIGURA 47 – DETALHAMENTO DAS FORMAS DAS VIGAS – VISTA SUPERIOR

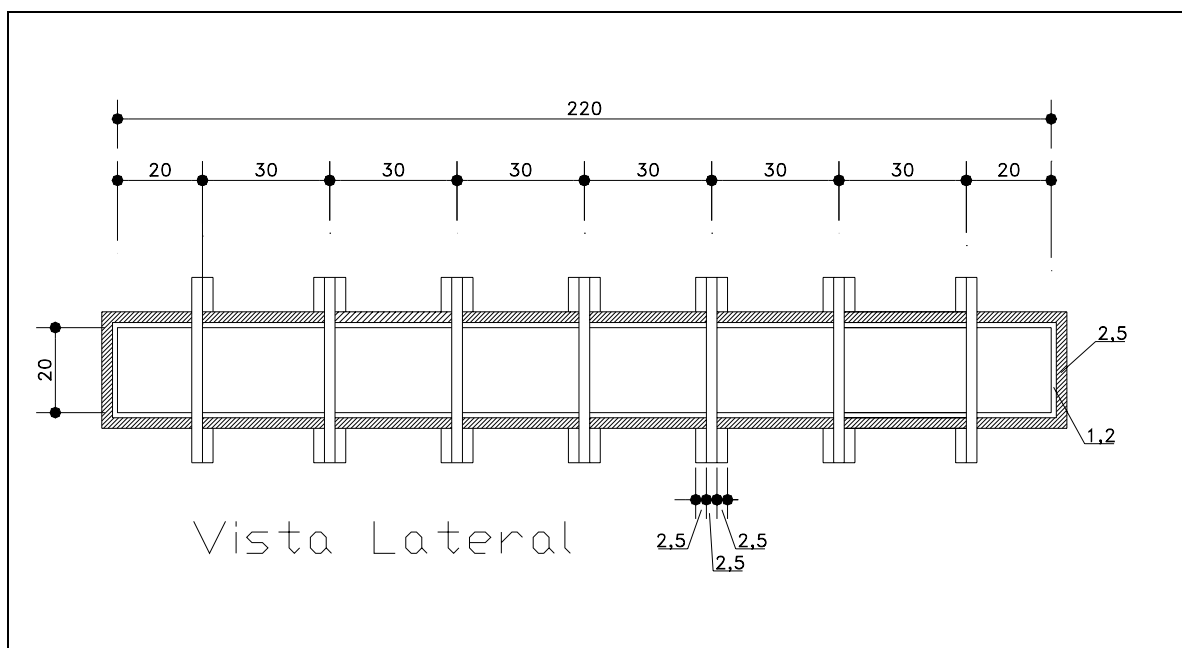


FONTE: O AUTOR.

NOTA: Dimensões em centímetros.



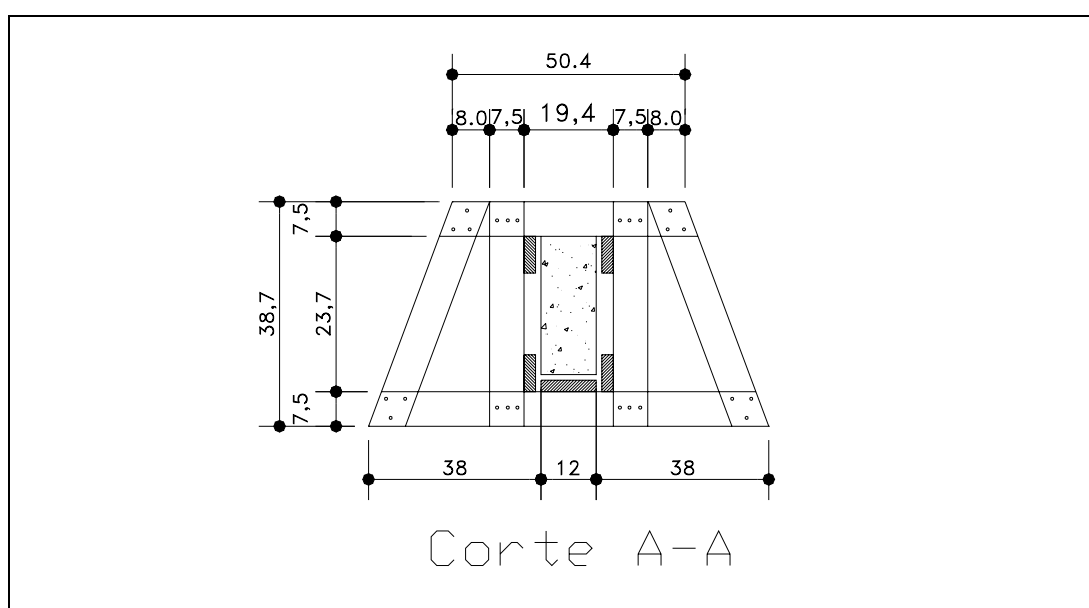
FIGURA 48 – DETALHAMENTO DAS FORMAS DAS VIGAS – VISTA LATERAL



FONTE: O AUTOR.

NOTA: Dimensões em centímetros.

FIGURA 49 – DETALHAMENTO DAS FORMAS DAS VIGAS – CORTE AA



FONTE: O AUTOR.

NOTA: Dimensões em centímetros.

Para vedar as fôrmas e facilitar o processo de desmoldagem, foram aplicadas duas camadas de desmoldante nas superfícies internas das mesmas.

## 9.5 CONCRETAGEM

A mistura do concreto foi executada mecanicamente e todos os materiais utilizados foram dosados em peso. Nesta etapa, misturou-se a brita, a areia, o cimento, a água e o aditivo plastificante com o traço especificado. Foi misturado o volume necessário para uma viga a cada vez. O tempo necessário para a mistura foi em torno de 5 minutos para cada betonada. Imediatamente após cada mistura foram coletados dois corpos de prova e executado um teste de abatimento. Seu lançamento nas fôrmas se deu de forma manual, com o adensamento feito através de vibrador de imersão com diâmetro de 20 mm. O processo todo, até a última viga ser concretada demorou quatro horas.

Não foi realizado nenhum processo especial de cura. Após sete dias de concretagem as vigas foram desformadas e permaneceram em condições ambientes no laboratório, até a data dos ensaios (FOTO 4 do ANEXO 1).

## 9.6 DESCRIÇÃO DAS VIGAS REFORÇADAS

As vigas foram reforçadas segundo a metodologia proposta nesse estudo. Todas as vigas pré-tensionadas receberam ancoragem adicional com conectores mecânicos colados e parafusados. Somente duas vigas V2 e V8 tiveram um carregamento inicial maior que o peso próprio. Uma delas (V2), com deformação inicial de 0,3% teve uma fissura no meio do vão tratada com injeção de adesivo estrutural à base de epóxi. Nos subitens seguintes encontram-se os resultados dos dimensionamentos realizados, os detalhamentos das armaduras de reforço e os procedimentos utilizados para a instrumentação das vigas.

### 9.6.1 Reforço à Flexão

O reforço à flexão das vigas foi calculado de acordo com a metodologia de dimensionamento apresentada no Capítulo 7, com a ajuda do programa VRFC elaborado na linguagem EXCEL, onde a variação não ocorreu na seção da armadura de reforço (todas continham meia lâmina de CFRP, com exceção da viga V5 utilizada para comparações) e sim no valor da deformação inicial e do pré-alongamento. Os pré-alongamentos utilizados para as vigas V1, V2 e V3 foram respectivamente 0,2%, 0,5% e 0,5% mais uma deformação inicial de 0,3%. Para as



### 9.6.2 Aplicação do Reforço

O processo de aplicação do reforço seguiu os passos apresentados no Capítulo 5 e no Anexo 5. O pré-tensionamento foi executado utilizando a reação da própria viga com ajuda de uma peça metálica treliçada que envolveu uma das extremidades FOTO 17. ANEXO 1.

O primeiro passo consistiu em cortar o laminado nas dimensões adequadas. Em seguida, preparou-se a superfície do substrato de concreto. Esta etapa consistiu na retirada da nata superficial de cimento, com ajuda de uma lixadeira mecânica até a exposição dos agregados. Desta forma, efetuou-se a regularização das imperfeições e a limpeza da superfície do concreto.

Realizada a preparação da superfície de aplicação e estando a mesma livre de qualquer resíduo ou poeira, executou-se a aderência física-química entre o concreto e a extremidade da lâmina. Foi utilizado um comprimento de ancoragem de 23 cm e três braçadeiras metálicas, apertadas com parafusos passantes/porcas, diâmetro 12,5 mm. O sistema de ancoragem foi curado por um prazo mínimo de 10 dias, até ser submetido ao esforço de tração do pré-alongamento. As vigas V2 e V8 foram submetidas a uma deformação inicial antes do pré-alongamento.

Efetuada o pré-alongamento o laminado foi colado e deixado curar por um prazo mínimo de três dias até o ensaio final.

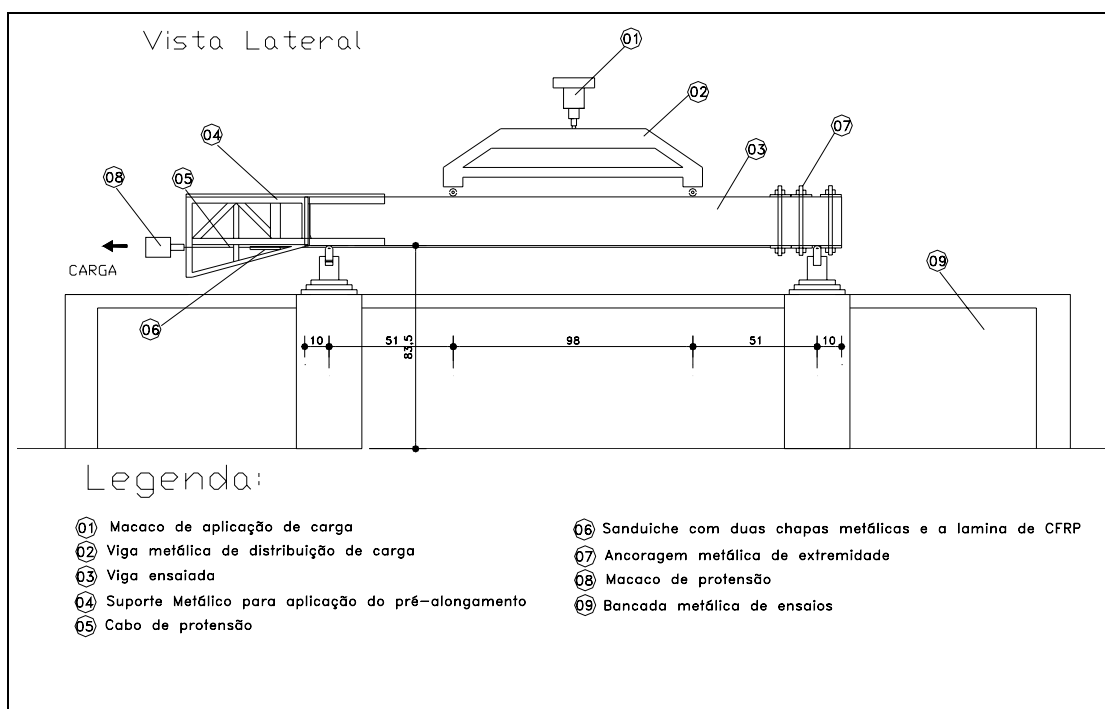
## 9.7 INSTRUMENTAÇÃO DAS VIGAS

Com o objetivo de verificar a eficiência do reforço e o comportamento das vigas, estas foram instrumentadas interna e externamente para, ao longo dos ensaios, medirem-se os deslocamentos, deformações das armaduras internas e do laminado de CFRP. As seções instrumentadas e seus detalhamentos são mostrados na Figura 52.

Os extensômetros elétricos de resistência foram usados para a determinação das deformações específicas nas armaduras. O deslocamento vertical (flecha) foi medido através de um relógio comparador. A leitura das cargas aplicadas foi realizada por meio de manômetro. As leituras das aberturas das fissuras em alguns estágios do carregamento foi obtida com a utilização de uma lupa associada a uma escala graduada.



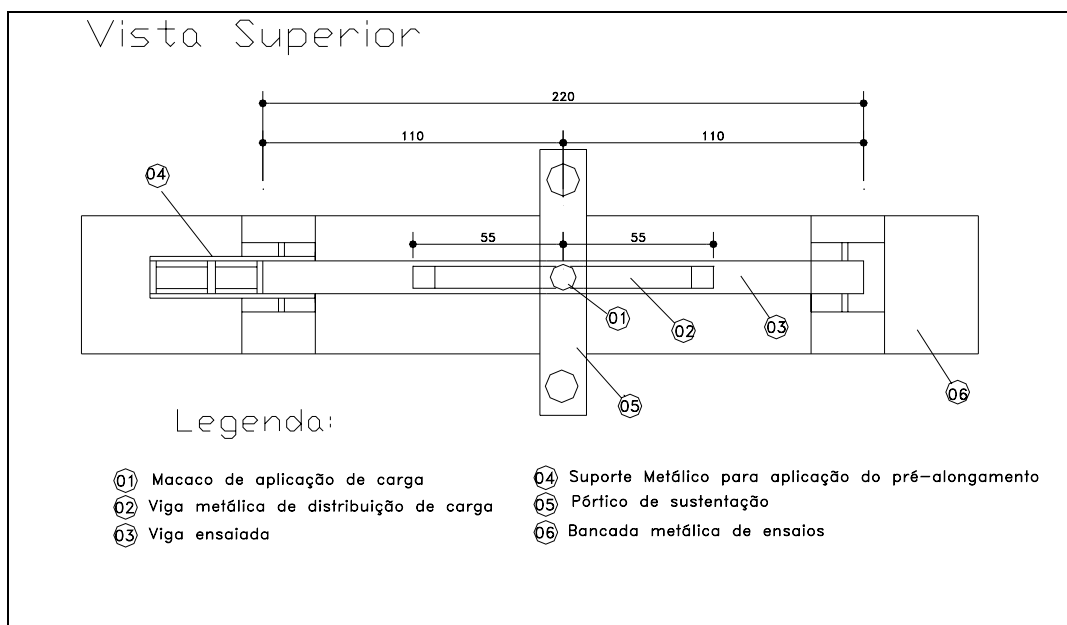
FIGURA 53 – SISTEMA PARA APLICAÇÃO DAS CARGAS



FONTE: O AUTOR.

NOTA: Dimensões em centímetros.

FIGURA 54 – SISTEMA PARA APLICAÇÃO DAS CARGAS



FONTE: O AUTOR.

NOTA: Dimensões em centímetros.

## CAPÍTULO 10

### APRESENTAÇÃO E ANÁLISE DOS RESULTADOS DOS ENSAIOS

#### 10.1 CONSIDERAÇÕES GERAIS

Neste capítulo são apresentados os resultados obtidos nos ensaios, ou seja, os gráficos carga-deformação e carga-deslocamento das vigas ensaiadas, bem como, as tabelas comparativas relativas aos diversos parâmetros pesquisados.

#### 10.2 DESCRIÇÃO DOS ENSAIOS

##### 10.2.1 Viga de Referência (V6)

A viga de referência foi ensaiada 38 dias após a concretagem. As primeiras fissuras surgiram com a aplicação de carga de 9,9 kN e tornaram-se mais acentuadas a partir da carga de 13,7 kN.

A medição das aberturas das fissuras foi iniciada com a carga de 17,7 kN, quando foi observada, na região de máximo momento positivo, uma fissura de 0,2 mm. A fissuração aumentou até a aplicação da carga de 21,6 kN, quando se observou o aumento da fissura no meio do vão para 0,7 mm. Sete fissuras principais com espaçamento médio de 12 cm foram marcadas e observadas. A TABELA 11 mostra o valor das três maiores aberturas das fissuras na região próxima ao meio do vão.

O incremento de carga foi de 0,2 kN até se atingir a carga de ruptura. O rompimento da viga se deu por flexão na região de máximo momento positivo para uma carga de 29,42 kN, que superou o resultado teórico previsto de 21,22 kN em 39%.

O valor teórico da carga de ruptura de 21,22 kN foi obtido, em primeira instância, considerando a tensão de escoamento do aço. Ao se considerar a tensão de ruptura do aço, este valor foi elevado para 25,96 kN, resultando em uma diferença de 13% entre o valor teórico e de laboratório.

TABELA 09 - ABERTURA DE FISSURAS NA VIGA DE REFERÊNCIA

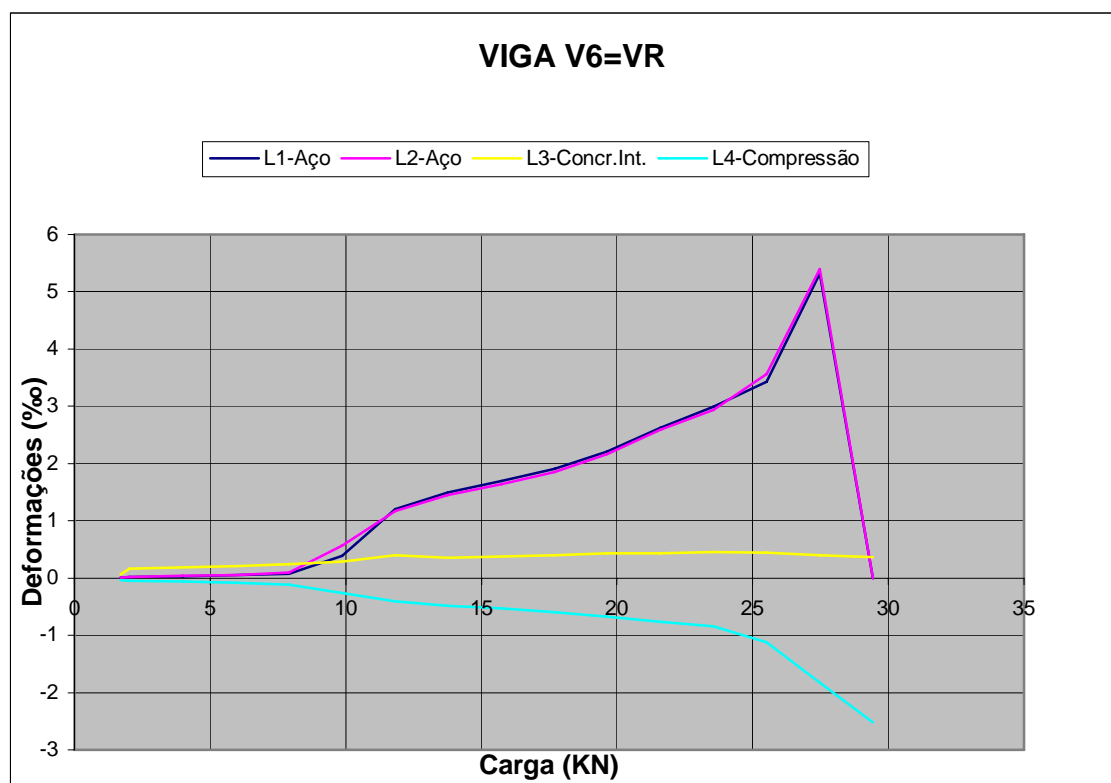
Carga (kN)	Fissura 1 (mm)	Fissura 2 (mm)	Fissura 3 (mm)
9,9	0,1	----	----
13,7	0,2	----	0,1
21,6	0,7	0,3	0,5
29,4	4,2	3,0	4,0

FONTE: ADAPTADO DO LAUDO DO LABORATÓRIO DE TECNOLOGIA DE CONCRETO DA ITAIPU BINACIONAL..

NOTA: Fissura 1: a 85 cm do apoio esquerdo.  
Fissura 2: a 96 cm do apoio esquerdo.  
Fissura 3: a 110 cm do apoio esquerdo.

O diagrama carga-deformação da viga de referência é apresentado na FIGURA 55 e o diagrama carga-flecha na FIGURA 56.

FIGURA 55 – DIAGRAMA CARGA-DEFORMAÇÃO DA VIGA DE REFERÊNCIA



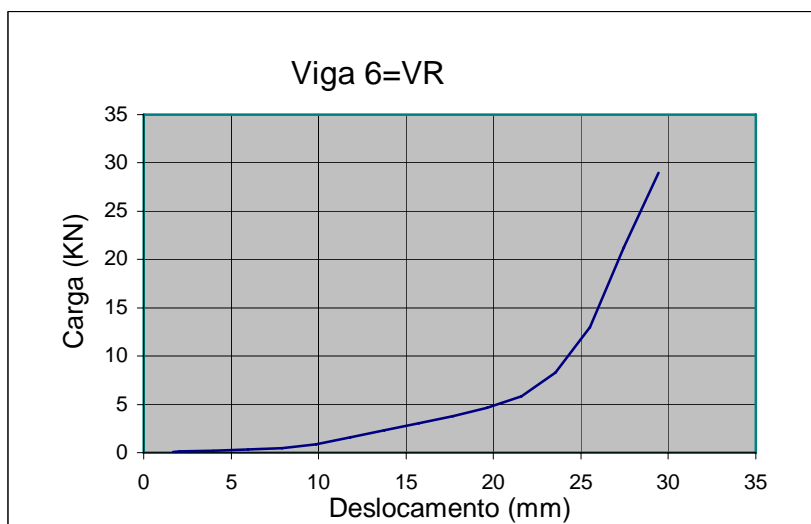
FONTE: ADAPTADO DO LAUDO DO LABORATÓRIO DE TECNOLOGIA DE CONCRETO DA ITAIPU BINACIONAL.

NOTA: Leituras nos Strain Gauges  
L1 - Aço à tração (As)    L2 - Aço à tração (As)  
L3 - Concreto à tração    L4 - Concreto à compressão



A leitura L4 (concreto tracionado) apresentou problemas. Possivelmente, a fissuração próxima ao extensômetro afetou os resultados.

FIGURA 56 – DIAGRAMA CARGA-FLECHA DA VIGA DE REFERÊNCIA



FONTE: ADAPTADO DO LAUDO DO LABORATÓRIO DE TECNOLOGIA DE CONCRETO DA ITAIPU BINACIONAL.

NOTA : Leituras efetuadas no Relógio Comparador no meio do vão.

### 10.2.2 Viga V1

A Viga V1, reforçada com meia lâmina de CFRP teve seus ensaios iniciados 32 dias após a concretagem.

Em uma primeira etapa, foi realizado o pré-alongamento de 0,2% na fibra de carbono. A tensão de pré-alongamento na fibra de carbono foi aplicada gradativamente com incrementos de 2 kN, com intervalos de poucos minutos, até a carga de 10 kN, correspondente a 0,2% de deformação. O preparo da superfície do concreto foi realizado com lixamento mecânico para a posterior aplicação do adesivo estrutural na lâmina e no concreto.

O pré-alongamento na lâmina foi mantido constante durante três dias para cura do adesivo estrutural. Para manter constante a carga aplicada foi utilizado um sistema de protensão que garantiu a manutenção do carregamento durante este intervalo de tempo. O sistema consistia de dois macacos hidráulicos interligados de tal maneira que a perda de carga do macaco principal era

compensada pelo segundo macaco através de um contrapeso (FOTO 6 do ANEXO 1). Dados fornecidos pelo fabricante indicaram uma resistência do adesivo estrutural Sikadur 30 superior a 70% da resistência final, para o período de cura de três dias. O prazo foi considerado suficiente para a continuidade do ensaio, tendo em vista que existia a ancoragem adicional com conectores mecânicos e principalmente a pressão exercida pelo apoio no laminado. Este período poderia ter sido maior, porém a urgência de ensaiar levou-nos a adotar este como o período para a cura.

Na sequência, o ensaio consistiu na aplicação de cargas na viga com um incremento contínuo de 2 kN, até atingir a ruptura. A primeira fissura foi detectada com a carga de 27,5 kN. Foi observado um grande número de pequenas fissuras e as com aberturas maiores foram marcadas e observadas (dez fissuras principais, com espaçamento médio de sete centímetros). A TABELA 10 mostra o valor das três maiores aberturas das fissuras na região próxima ao meio do vão.

O rompimento da viga se deu por flexão na região de máximo momento positivo para uma carga de 58,97 kN, que superou o resultado teórico previsto de 55,97 kN em 5%.

TABELA 10 - ABERTURAS DE FISSURAS NA VIGA V1

Carga (kN)	Fissura 1 (mm)	Fissura 2 (mm)	Fissura 3 (mm)
27,5	0,1	----	----
33,3	0,2	0,1	----
37,1	0,5	0,2	0,1
45,1	1,0	0,5	0,7
58,9	2,5	2,0	2,2

FONTE: ADAPTADO DO LAUDO DO LABORATÓRIO DE TECNOLOGIA DE CONCRETO DA ITAIPU BINACIONAL..

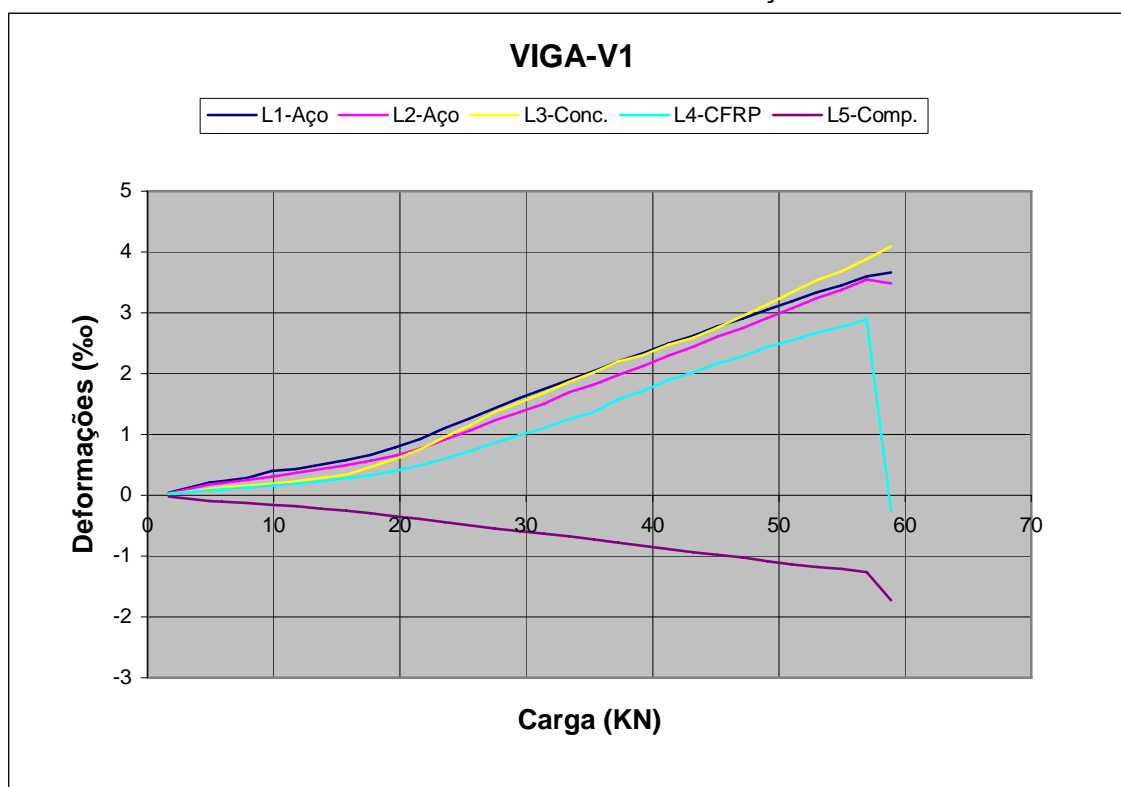
NOTA: Fissura 1: meio do vão.

Fissura 2: a 102 cm do apoio esquerdo.

Fissura 3: a 130 cm do apoio esquerdo.

O diagrama carga-deformação da viga V1 é apresentado na FIGURA 57 e o diagrama carga-flecha na FIGURA 58.

FIGURA 57 – DIAGRAMA CARGA-DEFORMAÇÃO DA VIGA V1



FONTE: ADAPTADO DO LAUDO DO LABORATÓRIO DE TECNOLOGIA DE CONCRETO DA ITAIPU BINACIONAL.

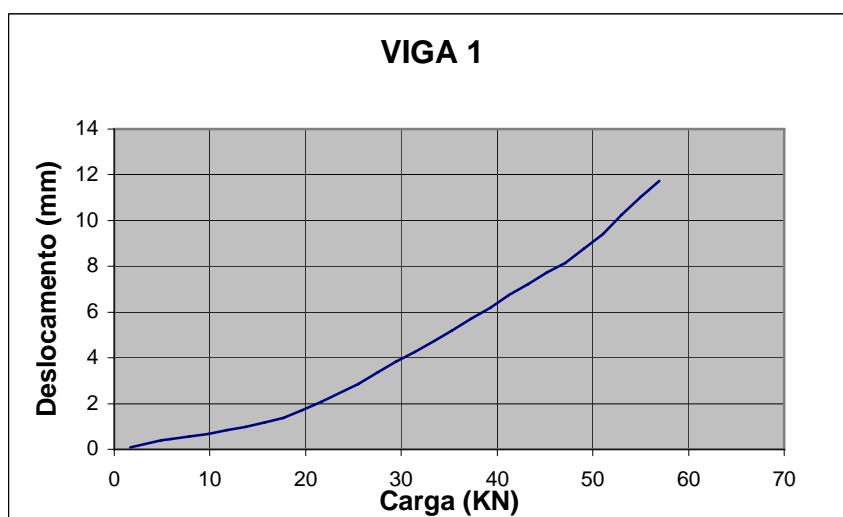
NOTA: Leituras nos Strain Gauges

L1 - Aço à tração (As)      L2 - Aço à tração (As)

L3 - Concreto à tração      L4 - CFRP

L5 - Concreto à compressão

FIGURA 58 –DIAGRAMA CARGA-DESLOCAMENTO DA VIGA V1



FONTE: ADAPTADO DO LAUDO DO LABORATÓRIO DE TECNOLOGIA DE CONCRETO DA ITAIPU BINACIONAL.

NOTA : Leituras efetuadas no Relógio Comparador no meio do vão.

### 10.2.3 Viga V2

A Viga V2, reforçada com meia lâmina de CFRP teve seus ensaios iniciados 40 dias após a concretagem. A primeira parte do ensaio consistiu na aplicação do pré-alongamento de 0,5%. Para simular uma situação mais parecida com um reforço estrutural, foi aplicada uma carga inicial de 11 kN que ocasionou uma deformação de 0,3%, lida no extensômetro embutido na face inferior da viga (região de concreto tracionado). Uma fissura de 0.2 mm ocorreu no meio do vão e optou-se por fazer um reparo por injeção. Embora a fissura tivesse uma abertura considerada pequena para ser injetada, havia temor quanto à alteração dos resultados do ensaio. A fissura foi injetada com adesivo estrutural à base de epóxi da marca Bayer Estrutural e o tempo de cura foi o mesmo do adesivo utilizado para a aderência do laminado pré-tensionado. A carga horizontal aplicada foi de 23,4 kN, correspondente à deformação de 0,5% na meia lâmina de CFRP. Não houve problemas com a ancoragem inicial e não foi detectada uma diminuição significativa na abertura das fissuras pré-existente. O pré-alongamento na lamina foi mantido constante durante três dias para cura do adesivo estrutural, até a realização da segunda etapa do ensaio.

A segunda etapa do ensaio consistiu na aplicação de cargas com um incremento contínuo de 2 kN, até atingir a ruptura. A primeira fissura foi detectada com a carga de 19,7 kN. Foi observado um grande número de fissuras com pequenas aberturas (um total de 9, espaçadas em média a cada 7 cm, foram marcadas com giz branco e mereceram observações durante o ensaio). Inicialmente estava previsto que se chegaria a um carregamento máximo de 55,95 kN. A ruptura ocorreu por flexão na região de momento máximo positivo, através da ruptura da lâmina de carbono para uma carga de 58,8 kN. As fissuras máximas observadas ocorreram nessa região, sendo que as três maiores fissuras têm suas aberturas mostradas na Tabela 11.

Uma observação importante a ser feita é que a viga foi descarregada da carga inicial de 11 kN para a injeção fissura ser executada. Foram efetuados dois furos de diâmetro 10 mm, um de cada lado viga e a fissura foi selada com um adesivo estrutural de “*pot life*” de 15 minutos para injeção.

Cabe ressaltar que a ruptura não ocorreu na fissura que foi injetada, comprovando a eficiência do procedimento. A proximidade entre o valor de ruptura teórico e o do obtido no ensaio serviu para comprovar, a esta altura dos ensaios, que o modelo matemático foi corretamente adotado.

TABELA 11 – ABERTURAS DE FISSURAS DA VIGA 2

Carga (kN)	Fissura 1 (mm)	Fissura 2 (mm)	Fissura 3 (mm)
19,6	----	0,1	----
21,6	0,1	0,2	----
29,5	0,4	0,8	0,6
39,5	1,0	1,4	1,2
58,9	2,5	3,5	3,0

FONTE: ADAPTADO DO LAUDO DO LABORATÓRIO DE TECNOLOGIA DE CONCRETO DA ITAIPU BINACIONAL..

NOTAS: Em 49.0KN ruptura da primeira fibra de CFRP.

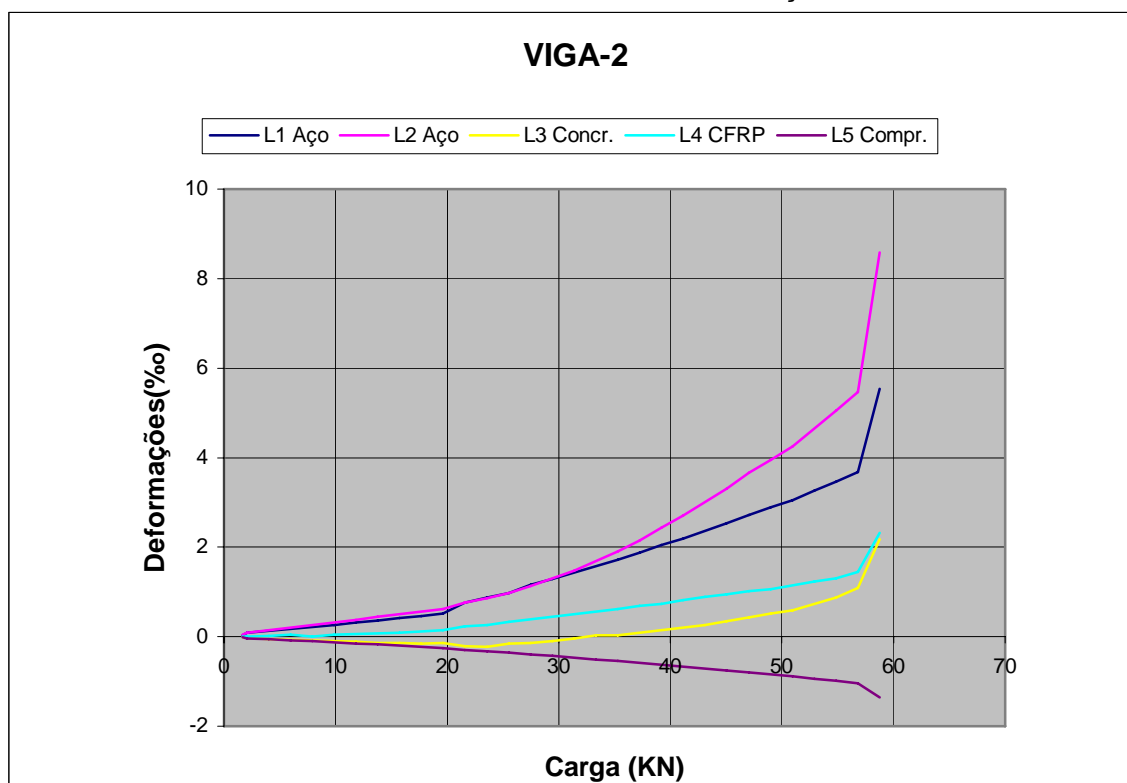
Fissura 1: a 102 cm do apoio esquerdo.

Fissura 2: a 105 cm do apoio esquerdo.

Fissura 3: a 128 cm do apoio esquerdo.

As leituras L3 e L4, no concreto à tração e na lâmina de carbono, apresentaram deformações menores que as esperadas. A leitura no concreto à tração (L3) pode ter sido prejudicada pela fissuração. Quanto à leitura na lâmina de carbono (L4), o strain gauge utilizado parecia não ser adequado ao material de reforço.

FIGURA 59 – DIAGRAMA CARGA-DEFORMAÇÃO DA VIGA 2



FONTE: ADAPTADO DO LAUDO DO LABORATÓRIO DE TECNOLOGIA DE CONCRETO DA ITAIPU BINACIONAL.

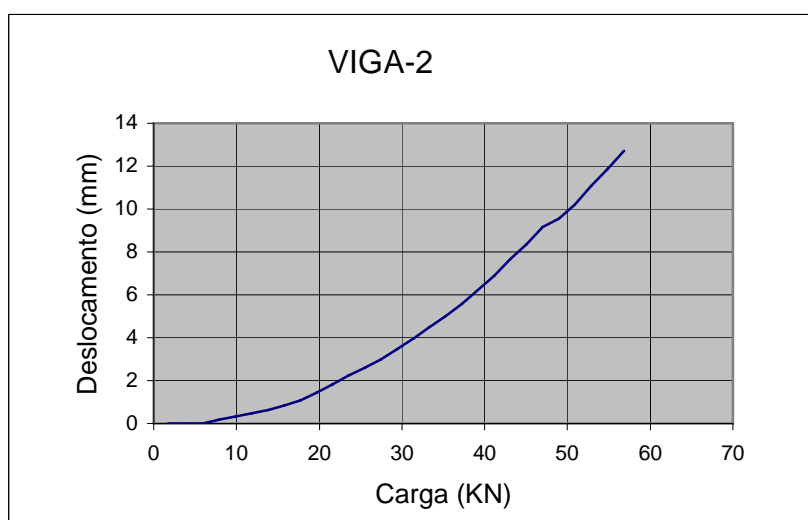
NOTA: Leituras nos Strain Gauges

L1 - Aço à tração (As)      L2 - Aço à tração (As)

L3 - Concreto à tração      L4 - CFRP

L5 - Concreto à compressão

FIGURA 60 –DIAGRAMA CARGA-DESLOCAMENTO DA VIGA V2



FONTE: ADAPTADO DO LAUDO DO LABORATÓRIO DE TECNOLOGIA DE CONCRETO DA ITAIPU BINACIONAL.

NOTA : Leituras efetuadas no Relógio Comparador no meio do vão.

#### 10.2.4 Viga V3

A viga V3 foi reforçada com meia lâmina de CFRP. A primeira etapa do ensaio da viga V3 foi realizada 45 dias após a concretagem e consistiu na aplicação do pré-alongamento de 0,5%. O pré-alongamento na lâmina foi mantido constante durante três dias para cura do adesivo estrutural, até a realização da segunda etapa do ensaio.

A segunda etapa do ensaio consistiu na aplicação de cargas com um incremento contínuo de 2 kN, até atingir a ruptura. A primeira fissura foi detectada com a carga de 27,5 kN. Um total de 10 fissuras principais, com espaçamento médio de 8 cm foram observadas. Inicialmente estava previsto que se chegaria a um carregamento máximo de 63,7 kN. A ruptura ocorreu por flexão na região de momento máximo positivo, através da ruptura da lâmina de carbono para uma carga de 69,5 kN. As fissuras máximas observadas ocorreram nessa região, sendo que as três maiores fissuras têm suas aberturas mostradas na Tabela 12.

Novamente a leitura efetuada na lâmina de carbono ficou comprometida.

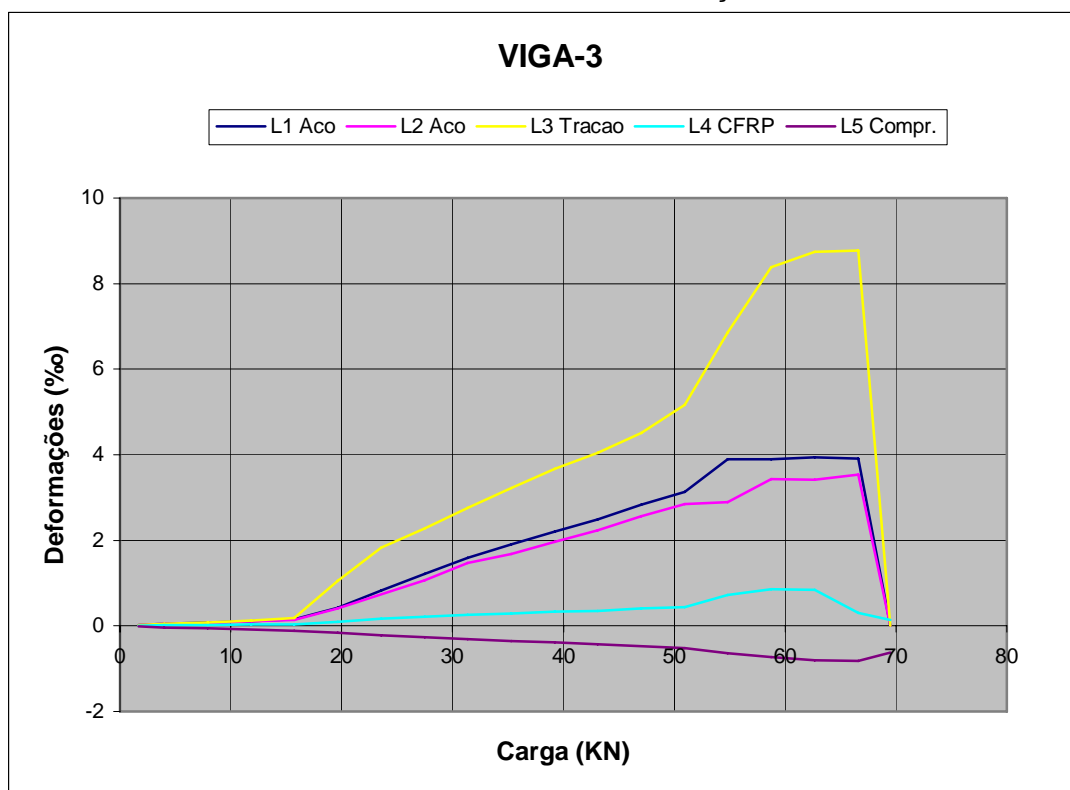
TABELA 12 - ABERTURA DAS FISSURAS DA VIGA 3

Carga (kN)	Fissura 1 (mm)	Fissura 2 (mm)	Fissura 3 (mm)
27.5	----	----	0.1
35.3	0.1	0.1	0.2
47.0	0.4	0.3	0.8
69.5	3.0	2.5	3.5

FONTE: ADAPTADO DO LAUDO DO LABORATÓRIO DE TECNOLOGIA DE CONCRETO DA ITAIPU BINACIONAL..

NOTA: Fissura 1: observada a 112 cm do apoio esquerdo.  
Fissura 2: observada a 127 cm do apoio esquerdo.  
Fissura 3: observada a 140cm do apoio esquerdo.

FIGURA 61 - DIAGRAMA CARGA-DEFORMAÇÃO DA VIGA V3



FONTE: ADAPTADO DO LAUDO DO LABORATÓRIO DE TECNOLOGIA DE CONCRETO DA ITAIPU BINACIONAL.

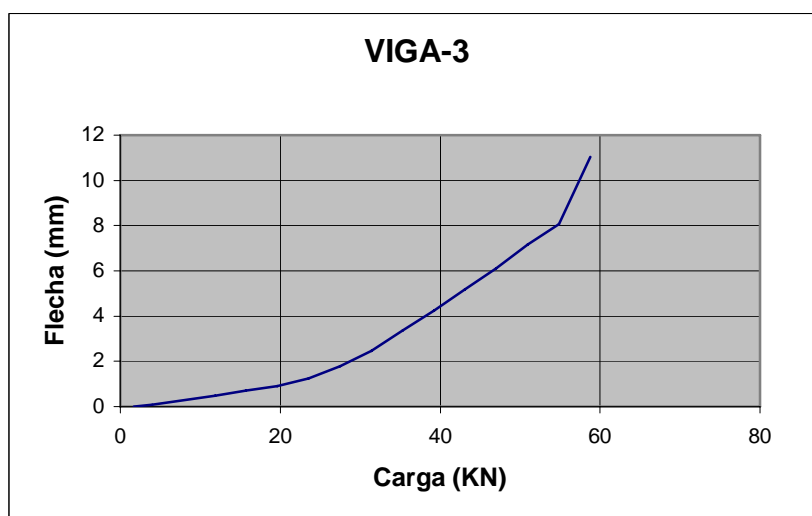
NOTA: Leituras nos Strain Gauges

L1 - Aço à tração (As)      L2 - Aço à tração (As)

L3 - Concreto à tração      L4 - CFRP

L5 - Concreto à compressão

FIGURA 62- DIAGRAMA CARGA-DESLOCAMENTO DA VIGA V3



FONTE: ADAPTADO DO LAUDO DO LABORATÓRIO DE TECNOLOGIA DE CONCRETO DA ITAIPU BINACIONAL.

NOTA : Leituras efetuadas no Relógio Comparador no meio do vão.



### 10.2.5 Viga V4

A viga V4 foi reforçada com meia lâmina de CFRP, sem pré-alongamento. Serviu como uma segunda viga de referência, para comparar os resultados entre vigas reforçadas com e sem pré-alongamento. A primeira etapa do ensaio foi aos 38 dias após a concretagem. O reforço de CFRP não recebeu ancoragem adicional com conectores mecânicos. O comprimento do reforço de CFRP foi de 195 cm e não foi levado até o apoio.

O incremento de carga foi de 2 kN até se atingir a carga de ruptura. As primeiras fissuras surgiram com a aplicação de carga de 25,5 kN. Não houve aberturas grandes nas fissuras porque a ruptura ocorreu por um peeling off com um aumento relativamente pequeno de carga (carga de ruptura 35,3 kN). A ruptura não atingiu o valor teórico previsto de 50,9 kN. O destacamento ocorreu na extremidade oposta à ancoragem inicial, de forma explosiva. A ruptura foi considerada frágil, prematura e provavelmente ocorreu neste nível de carregamento devido à ausência da ancoragem adicional. A Tabela 13 mostra o valor da abertura da fissura no meio do vão.

TABELA 13 - ABERTURA DA FISSURA CENTRAL NA VIGA V4

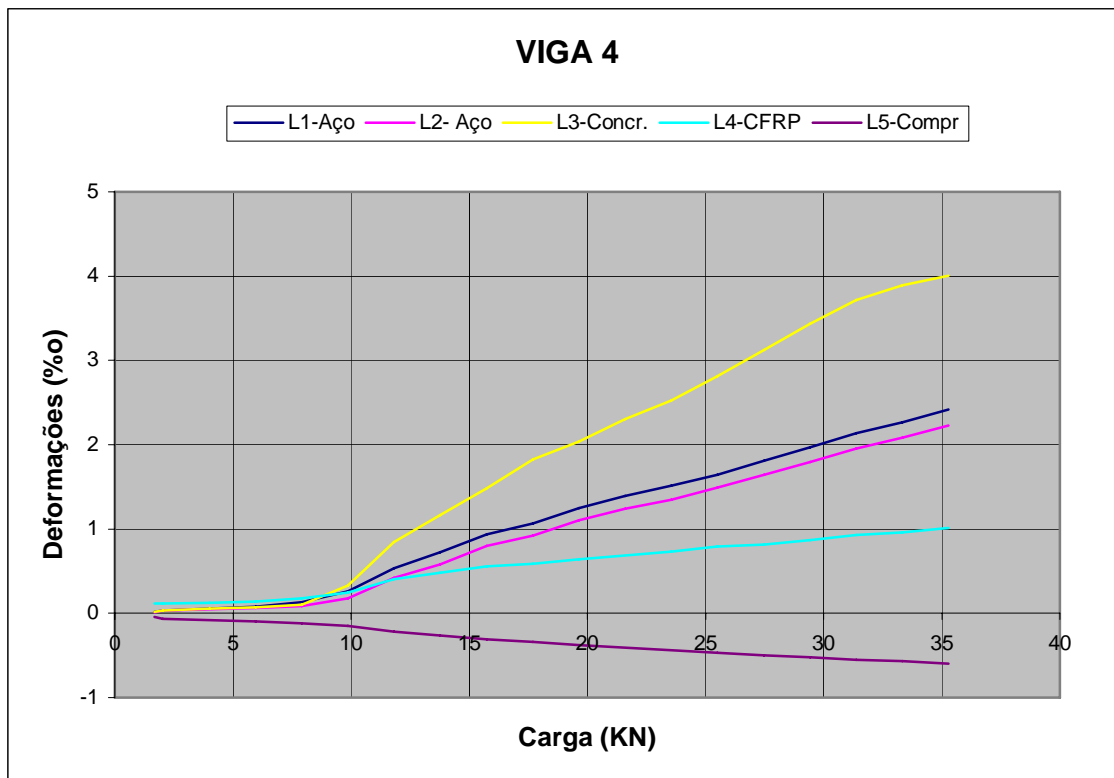
Carga (kN)	Fissura Central (mm)
25,5	0,1
27,5	0,2
31,4	0,8
35,3	2,5

FONTE: ADAPTADO DO LAUDO DO LABORATÓRIO  
DE TECNOLOGIA DE CONCRETO DA  
ITAIPU BINACIONAL..

O diagrama carga-deformação da viga V4 é apresentado na Figura 63 e o diagrama carga-flecha na Figura 64.

A leitura L4, na lâmina de carbono, apresentou deformações menores que as esperadas.

FIGURA 63 - DIAGRAMA CARGA-DEFORMAÇÃO DA VIGA V4



FONTE: ADAPTADO DO LAUDO DO LABORATÓRIO DE TECNOLOGIA DE CONCRETO DA ITAIPU BINACIONAL.

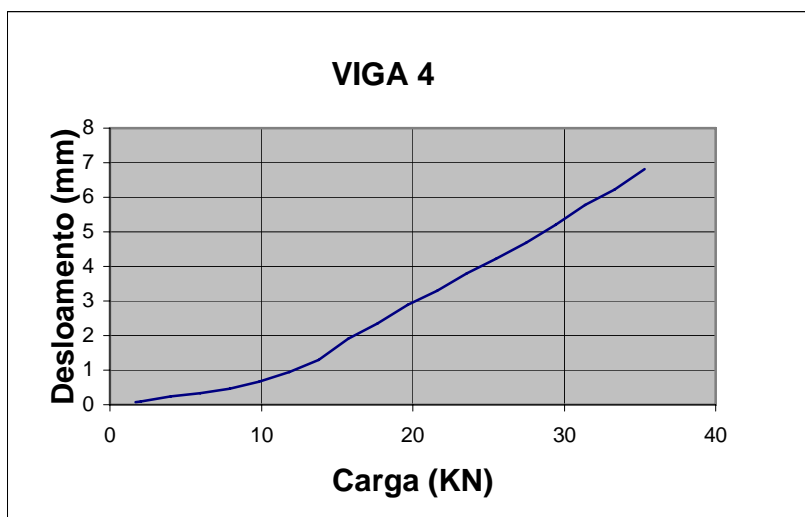
NOTA: Leituras nos Strain Gauges

L1 - Aço à tração (As)      L2 - Aço à tração (As)

L3 - Concreto à tração      L4 - CFRP

L5 - Concreto à compressão

FIGURA 64 - DIAGRAMA CARGA-DESLOCAMENTO DA VIGA V4



FONTE: ADAPTADO DO LAUDO DO LABORATÓRIO DE TECNOLOGIA DE CONCRETO DA ITAIPU BINACIONAL.

NOTA : Leituras efetuadas no Relógio Comparador no meio do vão.

### 10.2.6 VIGA V5

A viga V5 foi reforçada com uma lâmina inteira de CFRP. Esta viga tinha o propósito de comprovar que com uma lâmina inteira aplicada de maneira convencional, sem pré-alongamento, não se chegaria a uma carga de ruptura superior que utilizando metade do material de reforço (meia lâmina) mais um pré-alongamento. A primeira etapa do ensaio foi realizada 45 dias depois da concretagem. O reforço de CFRP não recebeu ancoragem adicional com conectores mecânicos. O comprimento do reforço de CFRP foi de 195 cm e não foi levado até o apoio.

A segunda etapa do ensaio ocorreu três dias depois. O incremento de carga foi de 4 kN até se atingir a carga de ruptura. As primeiras fissuras surgiram com a aplicação de carga de 23,5 kN. Um total de 11 fissuras principais, com espaçamento médio de 6 cm foram observadas. Inicialmente estava previsto que se chegaria a um carregamento máximo de 80,3 kN. A ruptura ocorreu por um peeling off com a carga de 70,5 kN. O destacamento ocorreu na extremidade oposta à ancoragem inicial, de forma explosiva. As fissuras máximas observadas ocorreram na região de momento máximo, sendo que as três maiores fissuras têm suas aberturas mostradas na Tabela 14.

Como até esta etapa, as deformações na lâmina de carbono não apresentaram resultados corretos, ficou decidido que o próximo ensaio seria efetuado com maior instrumentação.

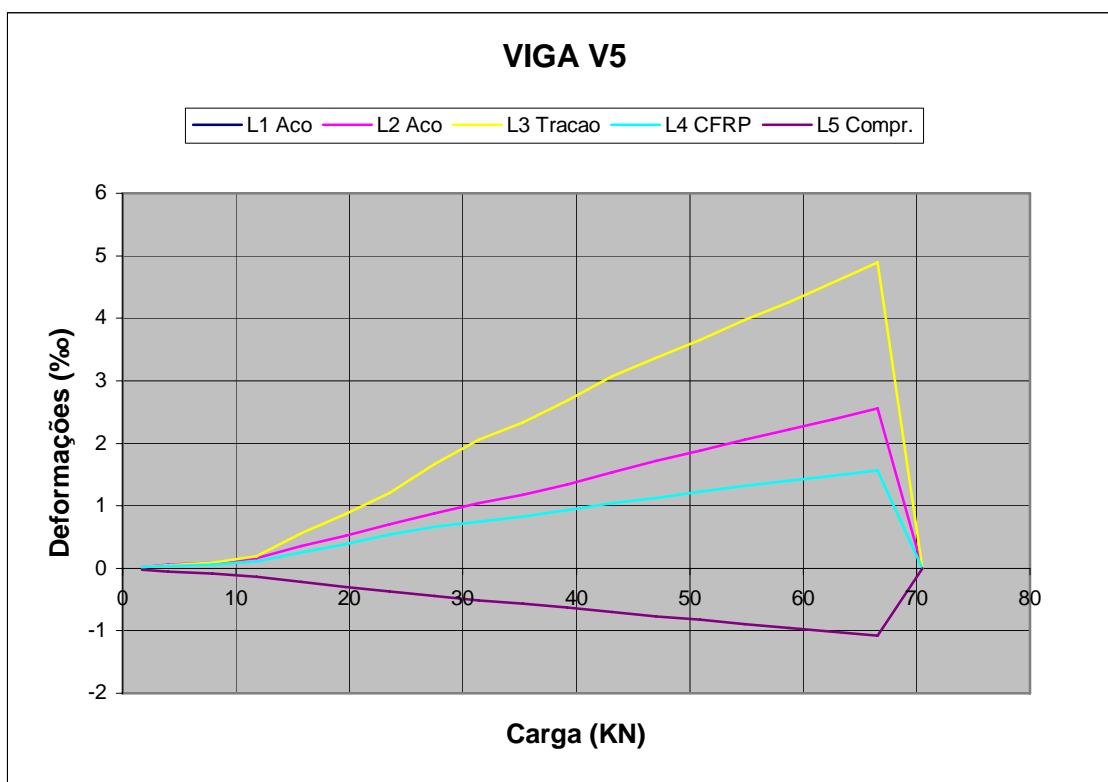
TABELA 14- ABERTURA DAS FISSURAS DA VIGA5

Carga (KN)	Fissura 1 (mm)	Fissura 2 (mm)	Fissura 3 (mm)
23.5	0.1	----	----
35.5	0.4	0.2	0.2
54.8	2.0	1.8	1.6
70.5	4.5	4.0	4.0

FONTE: ADAPTADO DO LAUDO DO LABORATÓRIO  
DE TECNOLOGIA DE CONCRETO DA  
ITAIPU BINACIONAL..

NOTA: Fissura 1: observada a 88 cm do apoio esquerdo.  
Fissura 2: observada a 92 cm do apoio esquerdo.  
Fissura 3: observada a 110cm do apoio esquerdo

FIGURA 65 - DIAGRAMA CARGA-DEFORMAÇÃO DA VIGA V5



FONTE: ADAPTADO DO LAUDO DO LABORATÓRIO DE TECNOLOGIA DE CONCRETO DA ITAIPU BINACIONAL.

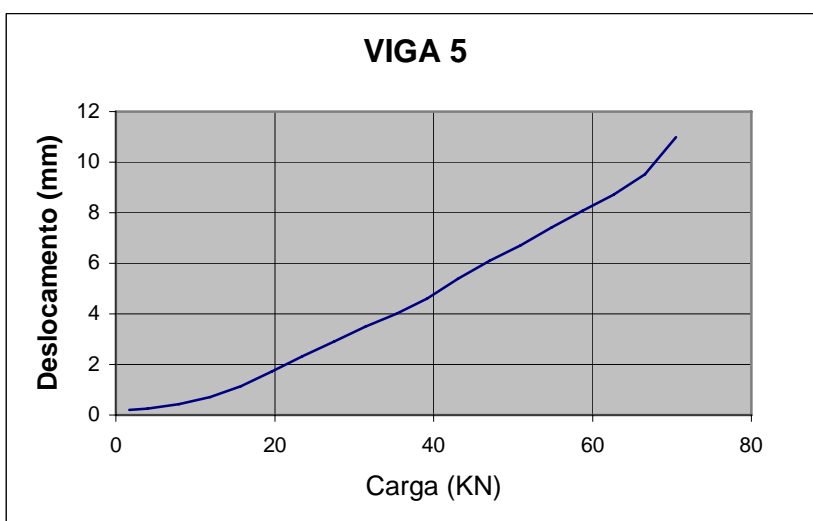
NOTA: Leituras nos Strain Gauges

L1 - Aço à tração (As)      L2 - Aço à tração (As)

L3 - Concreto à tração      L4 - CFRP

L5 - Concreto à compressão

FIGURA 66 - DIAGRAMA CARGA-DESLOCAMENTO DA VIGA V5



FONTE: ADAPTADO DO LAUDO DO LABORATÓRIO DE TECNOLOGIA DE CONCRETO DA ITAIPU BINACIONAL.

NOTA : Leituras efetuadas no Relógio Comparador no meio do vão.

### 10.2.7 VIGA V7

A viga V7 foi reforçada com meia lâmina de CFRP. A primeira etapa do ensaio da viga V7 foi realizada 54 dias após a concretagem e consistiu na aplicação do pré-alongamento de 0,7%. O pré-alongamento na lâmina foi mantido constante durante três dias para cura do adesivo estrutural, até a realização da segunda etapa do ensaio.

A segunda etapa do ensaio consistiu na aplicação de cargas com um incremento contínuo de 2 kN, até atingir a ruptura. A primeira fissura foi detectada com a carga de 27,5 kN. Um total de 10 fissuras principais, com espaçamento médio de 8cm foram observadas. Inicialmente estava previsto que se chegaria a um carregamento máximo de 68,7 kN. A ruptura ocorreu por flexão na região de momento máximo positivo, através da ruptura da lâmina de carbono para uma carga de 62,7 kN. As fissuras máximas observadas ocorreram nessa região, sendo que as três maiores fissuras têm suas aberturas mostradas na Tabela 15.

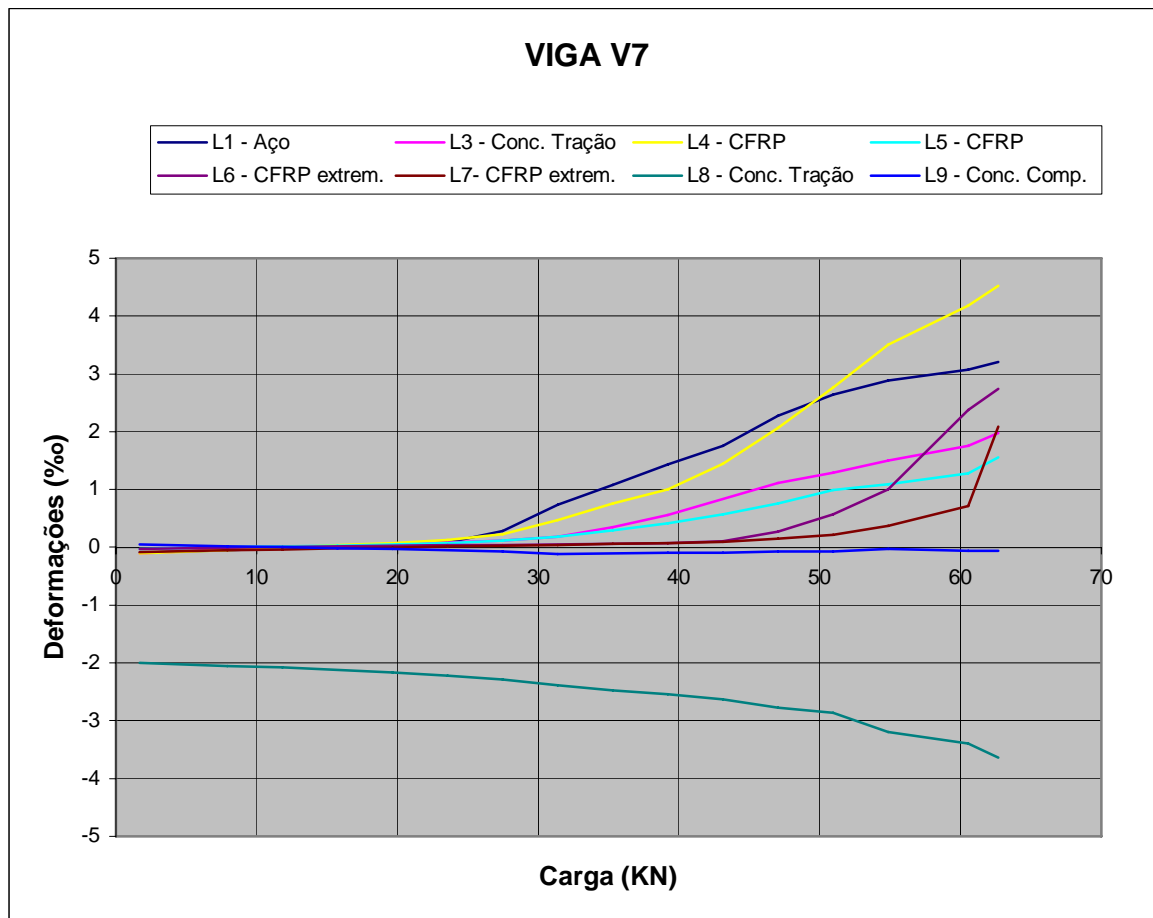
TABELA 15.- ABERTURA DAS FISSURAS DA VIGA 7

Carga (kN)	Fissura 1 (mm)	Fissura 2 (mm)	Fissura 3 (mm)
27,5	----	----	0,1
35,3	0,2	0,2	0,3
43,1	0,4	0,5	0,7
68,7	1,8	2,0	2,5

FONTE: ADAPTADO DO LAUDO DO LABORATÓRIO DE TECNOLOGIA DE CONCRETO DA ITAIPU BINACIONAL..

NOTA: Fissura 1: observada a 89 cm do apoio esquerdo.  
Fissura 2: observada a 107 cm do apoio esquerdo.  
Fissura 3: observada a 117cm do apoio esquerdo.

FIGURA 67 - DIAGRAMA CARGA-DEFORMAÇÃO DA VIGA V7

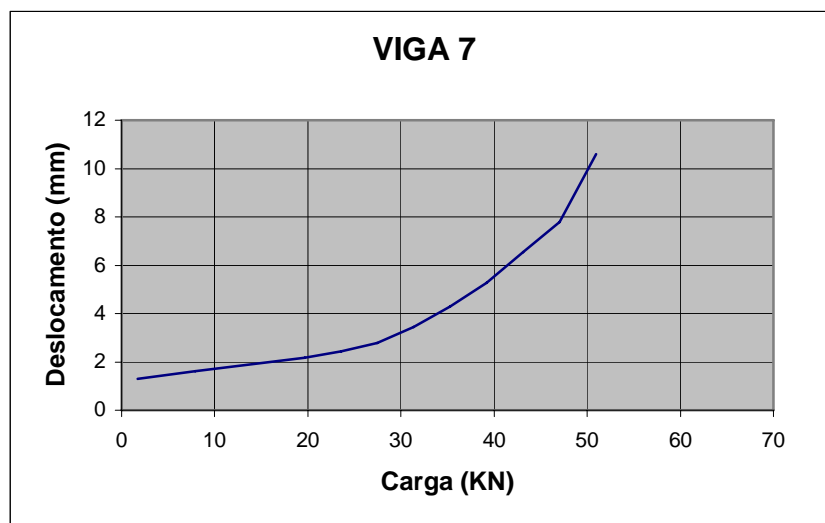


FONTE: ADAPTADO DO LAUDO DO LABORATÓRIO DE TECNOLOGIA DE CONCRETO DA ITAIPU BINACIONAL

NOTA: Leituras nos Strain Gauges

L1 - Aço à tração (As)	L2 - Danificado (sem leitura)
L3 - Concreto à tração	L4 - CFRP (meio do vão)
L5 - CFRP (meio do vão)	L6 - CFRP (extremidade)
L7 - CFRP (extremidade)	L8 - Concreto à tração
L9 - Concreto à Compressão	

FIGURA 68 - DIAGRAMA CARGA-DESLOCAMENTO DA VIGA V7



FONTE: ADAPTADO DO LAUDO DO LABORATÓRIO DE TECNOLOGIA DE CONCRETO DA ITAIPU BINACIONAL.

NOTA : Leituras efetuadas no Relógio Comparador no meio do vão.

Nos ensaios realizados até esta etapa, havia uma dúvida quanto aos strain gauges colocados em algumas lâminas de CFRP dos ensaios anteriores. Os resultados apresentavam deformações menores que os resultados das armaduras de aço à tração. Provavelmente, isto ocorreu porque os strain gauges utilizados não foram adequados ao material de reforço. Eram do mesmo tipo indicado para as armaduras de aço. Neste ensaio, foram utilizados quatro strain gauges na lâmina de CFRP. A leitura em L4, no meio do vão, chegou aos resultados corretos para as deformações.

#### 10.2.8 VIGA V8

A oitava viga a ser ensaiada foi a viga V8, reforçada com meia lâmina de CFRP. A primeira etapa do ensaio da viga V8 foi realizada 62 dias após a concretagem e consistiu na aplicação de um carregamento inicial de 6 kN que gerou uma deformação inicial de 0,15%, lida no extensômetro embutido na face inferior da viga. Não apareceram fissuras e portanto não houve a necessidade de reparos iniciais. A seguir, foi efetuado um pré-alongamento de 0,7%. O pré-alongamento na lâmina foi mantido constante durante três dias para cura do adesivo estrutural, até a realização da segunda etapa do ensaio.

A segunda etapa do ensaio consistiu na aplicação de cargas com um incremento contínuo de 4 kN, até atingir a ruptura. A primeira fissura foi detectada com a carga de 39,2 kN. Um total de 10 fissuras principais, com espaçamento médio de 7cm foram observadas. Inicialmente estava previsto que se chegaria a um carregamento máximo de 64,9 kN. A ruptura ocorreu por flexão na região de momento máximo positivo, através da ruptura da lâmina de carbono para uma carga de 62,3 kN. As fissuras máximas observadas ocorreram nessa região, sendo que as três maiores fissuras têm suas aberturas mostradas na Tabela 16.

Um fato importante a ser ressaltado é que esta viga não foi descarregada para aplicação do reforço pré-tensionado. Foram utilizados 9 strain gauges e as leituras L3 e L4 não obtiveram resultados corretos.

TABELA 16 - ABERTURA DAS FISSURAS DA VIGA 8

Carga (KN)	Fissura 1 (mm)	Fissura 2 (mm)	Fissura 3 (mm)
39.2	0.1	----	----
47.0	0.4	0.2	0.2
62.3	2.5	1.6	2.0

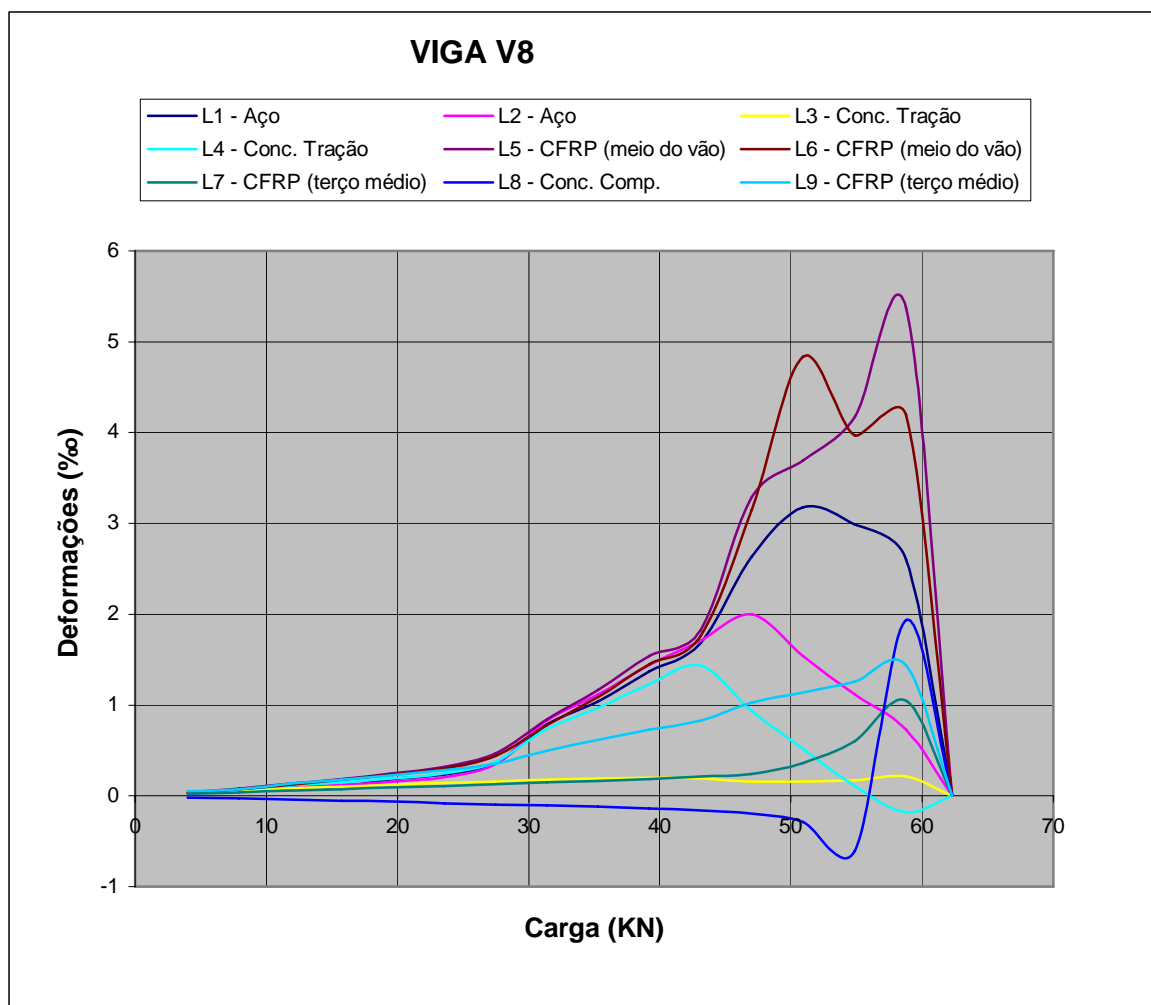
FONTE: ADAPTADO DO LAUDO DO LABORATÓRIO DE TECNOLOGIA DE CONCRETO DA ITAIPU BINACIONAL..

NOTA: Fissura 1: observada a 106 cm do apoio esquerdo.  
Fissura 2: observada a 114 cm do apoio esquerdo.  
Fissura 3: observada a 126cm do apoio esquerdo.

O diagrama carga-deformação da viga V8 é apresentado na FIGURA 69 e o diagrama carga-deslocamento na FIGURA 70.



FIGURA 69 - DIAGRAMA CARGA-DEFORMAÇÃO DA VIGA V8

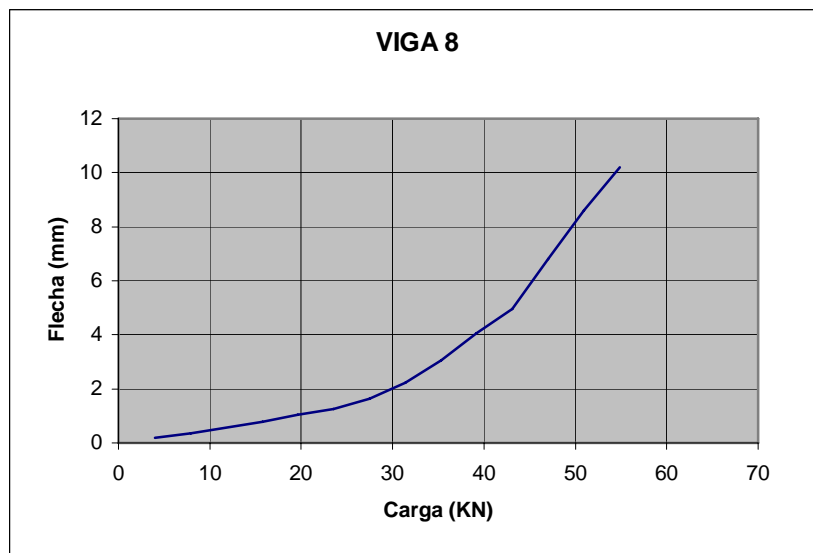


FONTE: ADAPTADO DO LAUDO DO LABORATÓRIO DE TECNOLOGIA DE CONCRETO DA ITAIPU BINACIONAL

NOTA: Leituras nos Strain Gauges

L1 - Aço à tração (As)	L2 - Danificado (sem leitura)
L3 - Concreto à tração	L4 - CFRP (meio do vão)
L5 - CFRP (meio do vão)	L6 - CFRP (extremidade)
L7 - CFRP (extremidade)	L8 - Concreto à tração
L9 - Concreto à Compressão	

FIGURA 70 - DIAGRAMA CARGA-DESLOCAMENTO DA VIGA V8



FONTE: ADAPTADO DO LAUDO DO LABORATÓRIO DE  
TECNOLOGIA DE CONCRETO DA ITAIPU BINACIONAL.

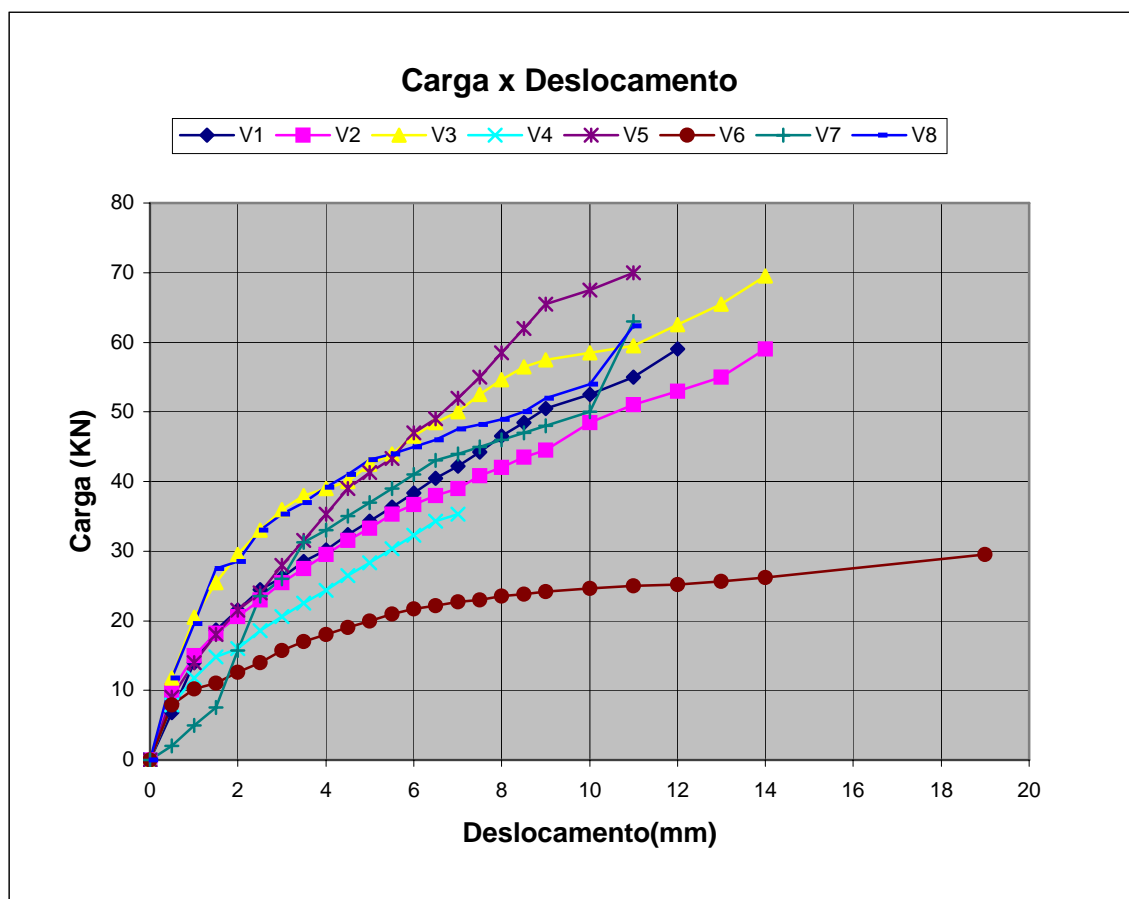
NOTA : Leituras efetuadas no Relógio Comparador no meio do vão.

### 10.3 COMPARAÇÃO DOS RESULTADOS

#### 10.3.1 COMPARAÇÃO DAS CARGAS DE RUPTURA

Uma comparação entre os reforços pode ser efetuada no diagrama carga-flecha da Figura 71. Um objetivo do estudo experimental era alcançar a resistência da viga reforçada com uma lâmina inteira através da aplicação de um pré-alongamento em uma viga reforçada com meia lâmina. Isto foi alcançado, embora com um pré-alongamento de 0.5%, menor que o esperado que era de 0.7%.

FIGURA 71 - COMPARAÇÃO DOS RESULTADOS



FONTE: ADAPTADO DO LAUDO DO LABORATÓRIO DE TECNOLOGIA DE CONCRETO DA ITAIPU BINACIONAL

NOTA: V1 - 0,2% pré-along.      V2 - 0,3% def. inicial e 0,5% pré-along.  
 V3 - 0,5% pré-along.      V4 - 1/2 lâmina sem pré-along.  
 V5 - 1 lâmina sem pré-along.      V6 - Viga de Referência  
 V7 - 0,7% pré-along.      V8 - 0,15% def. inicial e 0,7% pré-along.

Os dados encontrados na literatura sobre o assunto indicavam um aumento de 25% na resistência à flexão devido ao pré-tensionamento da lâmina de CFRP. Os valores obtidos nos ensaios do estudo experimental indicaram a possibilidade de se obter ganhos maiores de resistência à flexão. O modelo matemático adotado também se mostrou eficiente.

O pré-alongamento ideal, segundo o Méier (2003); é de 50% do alongamento máximo da lâmina de CFRP. Não foi possível comprovar este resultado, que neste caso corresponderia a 0,9% de pré-alongamento. Com 0,7%

de pré-alongamento a lâmina de CFRP necessitava de uma força vertical para não se afastar da superfície da viga. Procedimento utilizado em V8 que, contudo, não foi suficiente para garantir um resultado maior que o valor teórico. Certamente, com uma viga com mais armadura de tração, ou em uma escala maior, este resultado seria melhor para pré-alongamentos próximos de 50% do alongamento de ruptura da lâmina. Na Tabela 17 encontram-se os tipos de cargas e valores de ruptura para cada viga ensaiada.

TABELA 17 - TIPOS E VALORES DE CARGAS DE RUPTURA DAS VIGAS ENSAIADAS

Ensaio da Viga	Tipo de Reforço	$\varepsilon_p$	$\varepsilon_i$	Tipo de Ruptura	$P_{exp}$ (kN)	$P_{teórico}$ (kN)	$\frac{P_{exp}}{P_{teórico}}$	Variação (%)
V1	meia lâmina	0.2%	-	flexão	58,97	55,97	1,054	5,4
V2	meia lâmina	0.5%	0.3%	flexão	58,80	55,95	1,059	5,9
V3	meia lâmina	0.5%	-	flexão	69,50	63,70	1,089	8,9
V4	meia lâmina	-	-	peeling of	35,30	50,90	0,693	-30,7
V5	lâmina inteira	-	-	peeling of	70,50	80,30	0,878	-12,2
V6=VR	Sem Reforço	-	-	flexão	29,42	25,96	1,133	13,3
V7	meia lâmina	0.7%	-	flexão	62,70	68,70	0,913	-8,7
V8	meia lâmina	0.7%	0.15%	flexão	62,30	64,90	0,960	-4,0

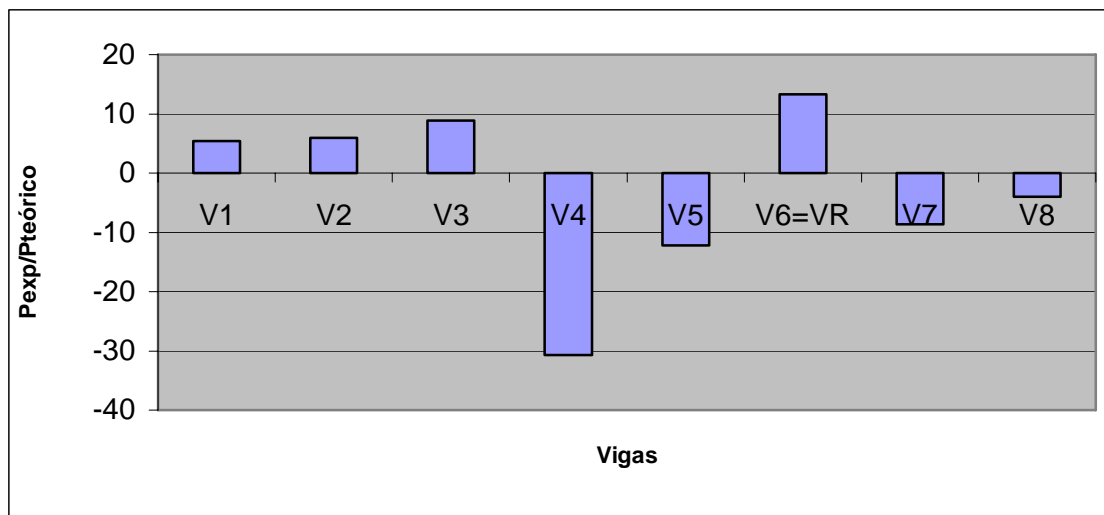
FONTE: O AUTOR.

NOTAS: A numeração das vigas obedeceu à sequência da moldagem.

VR- Viga de referência sem reforço.

Um gráfico de colunas comparativo entre as razões das cargas de ruptura experimentais e teóricas ilustra o afastamento em relação à unidade para as vigas ensaiadas (Figura 72).

FIGURA 72 - GRÁFICO DE COLUNAS COMPARATIVO ENTRE AS CARGAS DE RUPTURA TEÓRICAS E EXPERIMENTAIS

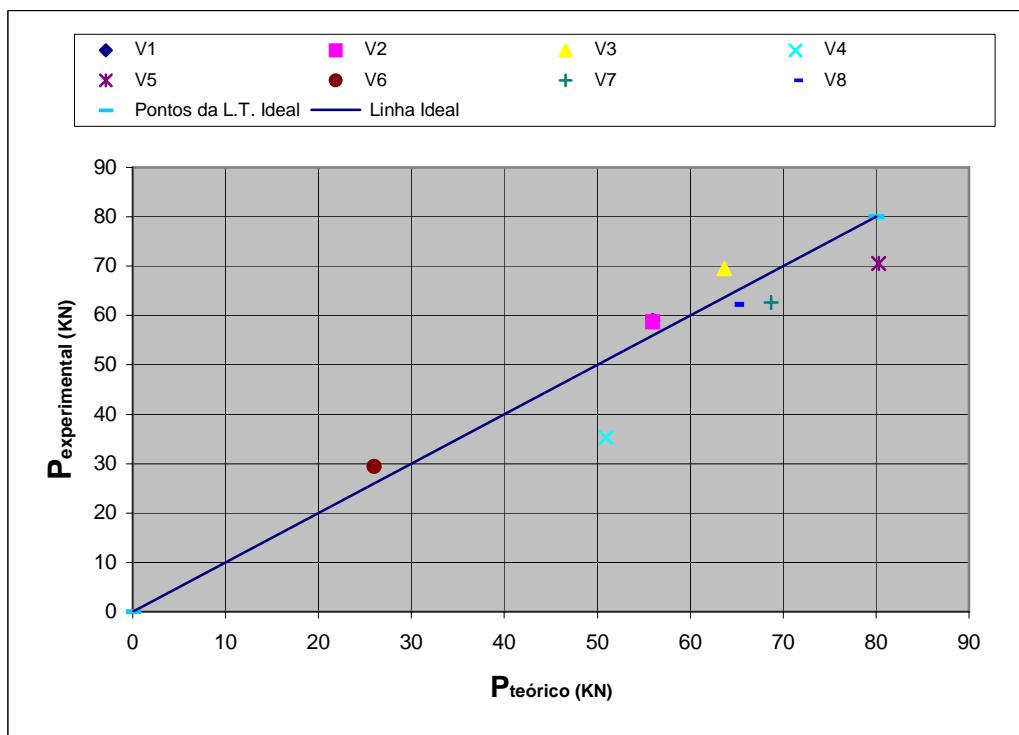


FONTE: O AUTOR.

Pode-se notar, que os resultados com maior afastamento se referem às vigas com o reforço simplesmente colado (V4 e V5). Caso estas vigas fossem reforçadas com ancoragem mecânica adicional, certamente estes resultados seriam melhores.

Na figura 73 os resultados dos ensaios podem ser vistos com os seus afastamentos em relação a uma linha de tendência ideal.

FIGURA 73 - GRÁFICO COMPARATIVO ENTRE AS CARGAS DE RUPTURA TEÓRICAS E EXPERIMENTAIS



FONTE: O AUTOR

A TABELA 18 mostra o acréscimo de resistência das vigas reforçadas em relação à viga de referência sem reforço. Os valores de acréscimos altos devem ser analisados levando-se em conta que a viga levou uma armadura mínima de flexão. Pretendeu-se transferir uma parcela grande da carga de ruptura para o reforço, evidenciando sua eficiência.

TABELA 18 - ACRÉSCIMO DE RESISTÊNCIA NAS VIGAS REFORÇADAS EM RELAÇÃO À VIGA DE REFERÊNCIA V6

Ensaio da Viga	$\varepsilon_p$	$\varepsilon_i$	Razão Teórica (V-VR)/VR	Variação Teórica (%)	Média Teórica (%)	Razão Experim. (V-VR)/VR	Variação Experim. (%)	Média Experim. (%)
V1	0,2%	-	1,156	115,6		1,004	100,4	
V2	0,5%	0,3%	1,155	115,5		0,999	99,9	
V3	0,5%	-	1,453	145,3		1,362	136,2	
V4	-	-	0,961	96,1	142,3	0,200	20,0	103,0
V5	lâm. inteira		2,093	209,3		1,396	139,6	
V7	0,7%	-	1,646	164,6		1,131	113,1	
V8	0,7%	0,15%	1,500	150,0		1,118	111,8	

FONTE: O AUTOR.

Uma outra comparação importante é efetuada com a relação entre as vigas reforçadas com pré-alongamento e a viga reforçada sem pré-alongamento (V4). Os valores encontrados têm seus acréscimos de resistência comparados em relação à carga teórica de ruptura da viga de referência reforçada V4 e também em relação à carga de ruptura experimental (TABELA 19).

TABELA 19 - ACRÉSCIMO DE RESISTÊNCIA NAS VIGAS EM RELAÇÃO À VIGA DE REFERÊNCIA REFORÇADA V4.

Ensaio da Viga	$\varepsilon_p$	$\varepsilon_i$	Razão Teórica	Variação Teórica	Média Teórica	Razão Experim.	Variação Experim.	Média Experim.
----------------	-----------------	-----------------	---------------	------------------	---------------	----------------	-------------------	----------------

			(V-V4)/V4	(%)	(%)	(V-V4)/V4	(%)	(%)
V1	0,2%	-	0,100	10,0		0,671	67,1	
V2	0,5%	0,3%	0,099	9,9		0,666	66,6	
V3	0,5%	-	0,251	25,1	21,5	0,969	96,9	76,9
V7	0,7%	-	0,350	35,0		0,776	77,6	
V8	0,7%	0,15%	0,275	27,5		0,765	76,5	

FONTE: O AUTOR.

A variação média da razão em relação ao valor teórico de V4 foi muito próxima aos valores encontrados na literatura sobre o assunto (21,5% de acréscimo de resistência).

A variação média da razão em relação ao valor experimental de V4 foi relativamente alta (76,9% acréscimo de resistência), evidenciando a ruptura precoce por *peeling of* da viga de referência reforçada V4.

### 10.3.2 Comparação dos Deslocamentos Obtidos

Como era esperado, a viga de referência sem reforço V6, apresentou o maior deslocamento. A taxa de armadura de aço relativamente baixa ocasionou um deslocamento grande para esta viga. A TABELA 20 apresenta uma comparação entre os deslocamentos das vigas ensaiadas e a diminuição em porcentagem em relação à viga de referência.

TABELA 20 - DESLOCAMENTOS OBTIDOS NOS ENSAIOS E COMPARAÇÕES EM RELAÇÃO À VIGA DE REFERÊNCIA V6

Ensaio da Viga	Tipo de Reforço	$\varepsilon_p$	$\varepsilon_i$	P <sub>exp</sub> (KN)	Deslocamento (mm)	$\frac{F_{VIGA}}{F_{V6}}$	Variação (%)	Média (%)
V1	meia lâm.	0,2%	-	58,97	11,74	0,404	-59,6	65,5
V2	meia lâm.	0,5%	0,3%	58,80	12,72	0,438	-56,2	
V3	meia lâm.	0,5%	-	69,50	11,05	0,381	-61,9	
V4	meia lâm.	-	-	35,30	6,82	0,235	-76,5	
V5	lâm. inteira	-	-	70,50	11,00	0,379	-62,1	
V6=VR	Sem Ref.	-	-	29,42	29,00	1,000	0,0	
V7	meia lâm.	0,7%	-	62,70	6,55	0,225	-77,5	
V8	meia lâm.	0,7%	0,15%	62,30	10,20	0,352	-64,8	

FONTE: O AUTOR.

NOTAS: A numeração das vigas obedeceu à sequência da moldagem.

VR- Viga de referência sem reforço.

O menor deslocamento encontrada foi a da viga V7. O pré-alongamento aplicado na lâmina de CFRP chegou a afastá-la da superfície da viga. Deve haver ocorrido uma contra-flecha que não foi medida. O colapso da viga aconteceu com uma carga menor que a esperada e a ruptura da lâmina de CFRP apresentou-se de forma um pouco mais brusca.

O segundo menor deslocamento encontrado foi a da viga V4. A análise deste resultado deve levar em consideração a ruptura prematura ocorrida neste ensaio.

Os demais deslocamentos encontrados tiveram uma redução variando em torno de 55% a 65% com relação à viga de referência (V1, V2, V3, V5 e V8). Estes resultados demonstram que as vigas reforçadas têm uma diminuição significativa no seu deslocamento máximo.

#### 10.3.3 Comparação da Fissuração Encontrada

A fissuração encontrada apresentou resultados compatíveis com a literatura sobre o assunto. As fissuras da viga de referência sem reforço se apresentaram em menor número e mais espaçadas.

As vigas reforçadas sem pré-alongamento apresentaram fissuras em maior número que a viga de referência e com menores aberturas.

As vigas reforçadas com pré-alongamento sem deformação inicial necessitaram de uma carga maior para o início da fissuração, tiveram aberturas menores e ocorreram em maior número que a viga de referência.

Não foi detectado um fechamento das fissuras iniciais existentes nas vigas reforçadas com pré-alongamento e deformação inicial. Na viga V2 a região central foi tratada e injetada e na viga V8 a deformação inicial foi relativamente baixa.



## CAPÍTULO 11

### CONCLUSÕES

Este trabalho procurou avaliar o comportamento e o desempenho de oito vigas de concreto armado, de mesma seção transversal, mesmo vão e mesma armadura, sendo sete delas reforçadas com CFRP. O concreto usado, calculado inicialmente para atingir  $28 f_{ck} = \text{MPa}$ , alcançou resistência à compressão de até 40 MPa. O aço utilizado foi o CA-50.

Dentre as vigas ensaiadas, duas foram reforçadas com lâmina de CFRP sem pré-tensionamento e as outras cinco tiveram reforço com lâmina de CFRP pré-tensionada. Todas as vigas foram reforçadas na região do máximo momento positivo.

As duas vigas reforçadas com lâmina de CFRP sem pré-alongamento e sem ancoragem mecânica romperam por *peeling off*. As demais vigas, com pré-alongamento e com ancoragem mecânica, romperam no reforço, com as armaduras tracionadas atingindo o patamar de escoamento. Não ocorreram problemas com as ancoragens mecânicas utilizadas.

O estudo do universo pesquisado ficou restrito a uns poucos parâmetros, para possibilitar uma melhor avaliação do comportamento estrutural das vigas reforçadas, levando a resultados mais fundamentados e consistentes, evitando-se a dispersão de valores face a uma ampla gama de variáveis que interferem no comportamento das vigas reforçadas.

Deve ser ressaltado que no dimensionamento do reforço, houve a preocupação de manter as vigas no Domínio 2 (sub-armada) com boa resistência aos esforços cortantes.

As cargas resistidas pelas vigas reforçadas foram aumentadas em até 136% (Viga V3), em relação à viga de referência (sem reforço). Os valores teóricos das cargas de ruptura, definidos pelo Programa VRFC, estiveram bastante próximos dos valores obtidos em laboratório (variação situada entre -8,7% a +8,9% para as vigas que não romperam por *peeling off*).

Analisando-se os ensaios das vigas, pode-se constatar:

- o reforço com lâminas de CFRP pré-tensionadas aumenta a resistência à flexão das vigas quando comparado com vigas sem reforço ou reforçadas com laminas não pré-tensionadas;
- para um mesmo carregamento, o reforço com lâminas de CFRP pré-tensionadas diminui o deslocamento das vigas quando comparado com vigas sem reforço ou reforçadas com laminas não pré-tensionadas;
- para um mesmo carregamento, o reforço com lâminas de CFRP pré-tensionadas diminui a quantidade e as aberturas das fissuras quando comparada a uma viga reforçada sem pré-tensionamento;
- o reforço com lâminas de CFRP pré-tensionadas aumenta a possibilidade da ruptura ocorrer de forma gradativa na lâmina de CFRP, possibilitando rupturas dúteis e
- ancoragens mecânicas são eficientes e devem ser utilizadas para o reforço de estruturas de concreto com CFRP.

Como sugestões para trabalhos futuros, recomenda-se:

- estudos mais aprofundados sobre a deformação ideal de pré-alongamento na presença de deformações iniciais decorrentes de carregamento existentes (seção fissurada tratada ou não);
- estudos de deformações na lâmina de CFRP antes e depois da liberação da carga de pré-alongamento (perdas de protensão);
- estudos sobre a durabilidade do reforço com laminados pré-tensionados;
- estudos sobre a utilização de estribos de CFRP, não laminados, pré-tensionados para reforço ao esforço cortante;
- estudos sobre a utilização de estribos de CFRP, não laminados, pré-tensionados para reforço de ancoragem mecânica e
- estudos semelhantes ao desenvolvido nesta dissertação, para vigas de concreto protendido.

## REFERÊNCIAS

ALMAKT, M. M.; BALÁZS, G. L.; PILAKOUTAS, K. **Strengthening of RC Elements by CFRP Plates Local Failure**. In: INTERNATIONAL PhD SYMPOSIUM IN CIVIL ENGINEERING, 2., 1998, Budapest.

AMERICAN CONCRETE INSTITUTE. **Guide for the Design and Construction of the Externally Bonded FRP Systems for Strengthening Concrete Structures** ACI Committee 440- Detroit, Michigan, Oct., 2001.

ANDRA, H. P.; MAIER, M. **Post strengthening of reinforced concrete structures by prestressed externally bonded carbon fibre reinforced polymer (CFRP) strips**. In: Conf. Proceedings: Structural Faults and Repair, 1999.

ARAÚJO, A. C. N. de. **Estudo Experimental do Reforço à Flexão de Vigas de Concreto Armado Utilizando Compósitos com Tecidos de Fibras de Carbono**. Rio de Janeiro, 2002. 172 f. Dissertação (Mestrado em Estruturas), Departamento de Engenharia Civil, Pontifícia Universidade Católica.

ARAÚJO, C. R. R.; BITTENCOURT, T. N. **Procedimentos recomendados pelo ACI, FIB e JSCE para o reforço de vigas de concreto armado com compósitos de PRF**. In: EPUSP, 5., 2003, São Paulo.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS – ABNT – NBR-5738. **Moldagem e Cura de Corpos-de-Prova de Concreto Cilíndricos ou Prismáticos – Método de Ensaio**. Brasil, 1993.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS – ABNT – NBR-5739. **Concreto – Ensaio de Compressão de Corpos-de-Prova de Concreto Cilíndricos – Método de Ensaio**. Brasil, 1994.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS – ABNT – NBR-6118. **Projeto de Revisão NBR 6118 – Projeto de Estruturas de Concreto**. Brasil, 2000.

BARGER, J, D. **Effects of aging on bond between FRP and concrete**. Morgantown, West Virginia, 2000. 113 f. Master of Science, West Virginia University.

BUSEL, J.; WHITE, D. **CFRP AND GFRP COMPÓSITO APPLICATION FOR INFRASTRUCTURE REHABILITATION AND REPAIRS**. In: NASTO 2003-Conference, Saratoga Springs, New York.

BEBER, A. J.; CAMPOS FILHO, A.; CAMPAGNOLO, J. L. **Reforço de Estruturas de Concreto com Tecidos de Fibras de Carbono**. XXIX Jornadas Sudamericanas Ingenieria Estructural. Uruguay, 2000.

BEBER, A.J.; CAMPOS, A.F.; CAMPAGNOLO, J. L. **Avaliação do desempenho de vigas de concreto armado reforçadas com mantas flexíveis de fibra de carbono**. Teoria e Prática na Engenharia Civil. N.2, 2001, p.75-84.

CARLIN, B. P. **Investigation of the strength and ductility of reinforced concrete beams strengthened with CFRP laminates**. Blacksburg, Virginia, 1998. Master's Thesis. Virginia Polytechnic Institute and State University.

CAROLIN, A. **Carbon fibre reinforced polymers for strengthening of structural elements**. Lulea, Sweden, 2003. 194 f. Doctoral Thesis - Structural Engineering, Lulea University of Technology.

CHARAS, H.; RASHEED, H. A.; MELHEM, H. **Simplified load-deflection calculations of FRP strengthened RC beams based on a rigorous approach**. In: ASCE Engineering Mechanics Conference. 15., 2002, New York. Columbia University.

COLOMBI, P.; BASSETTI, A.; NUSSBAUMER, A. Crack growth induced delamination on steel members reinforced by prestressed composite patch. **Fatigue Fracture Engineering Materials Structural**, Milan, v. 26, p. 429-437, aug. 2002.

CRAWFORD, R. J. **Plastics Engineering**; Butterworth-Heinemann; U. K, 1998.

DIAS, S. J. E.; JUVANTES, L. F. P.; FIGUEIRAS, J. A. Comportamento de vigas de Betão armado reforçadas à flexão com sistemas compósitos de CFRP unidireccionais. **Revista Engenharia Civil**, Universidade do Minho, Guimarães, Portugal, p. 1-14, 2002.

DOLAN, C.W.; BAKIS, C.E.; NANNI, A. **Design recommendations for concrete structures prestressed with FRP tendons**, v. 1, FHWA, USA, 2001.

EL-HACHA, R.; GREEN, M.; WIGHT, G. **Inovative system for prestressing fiber reinforced polymer sheets** ACI Structural Journal, p. 305-313. , may-jun 2003.

FERNÁNDEZ, C. M. **Patologia e Terapia do Concreto Armado**. São Paulo: Pini, 1988.

FEDERAL HIGHWAY ADMINISTRATION **Fiber reinforced polymer manufacturing - Pultrusion photo gallery**, U.S.A., 2001.

FIB. Bulletin 14: **Externally Bonded FPR Reinforcement for RC Structures**. Switzerland, 2001.

HELENE, P. **Manual para Reparo, Reforço e Proteção de Estruturas de Concreto**. São Paulo: Pini, 1992.

KHALIFA, A.; ALKHRDAJI, T.; NANNI, A.; LANSBURG, S. Anchorage of surface mounted FRP reinforcement. **Concret International: Design and Construction**, v.21, n.10, 1999, p.49-54.

LAMANNA, A. J.; BANK, L. C. ; SCOTT, D. W. **Flexural Strengthening of Reinforced Concrete Beams Using Fasteners and Fiber-Reinforced Polymer Strips**. ACI Structural Journal, p. 368-376. , may-jun 2001.

LORENZIS, L. de; MILLER, B.; NANNI, A. **Bond of FRP Laminaes to Concrete**. ACI Materials Journal, v.98, n.3, 2001, p.256-264.

LORENZIZ, L. de; NANNI, A.; TEGOLA, A. la. **Strengthening of Reinforced Concrete Structures with Near Surface Mounted FRP Rods**. In: Internacional Meeting on Composite Materials, PLAST 2000, Milan.

MACHADO, A. de P. **Reforço de Estruturas de Concreto Armado com Fibras de Carbono**. São Paulo: PINI, 2002.

MARINO, M. A. **Concreto Armado**. Notas de Aula. Engenharia Civil da UFPR, Curitiba, 2003.

MASTER BUILDERS TECHNOLOGIES; Products; [www.mbt-la.com](http://www.mbt-la.com).

MÉIER, U. **Materiais Avançados:Mudando da tradicional para novas tecnologias em engenharia civil**. In: EPUSP, 5., 2003, SÃO PAULO.

NAKABA, K.; KANAKUBO, T.; FURUTA, T.; YOSHIZAWA, H. **Bond Behavior Between Fiber-Reinforced Polymer Laminates and Concrete**. ACI Structural Journal; v.98, n.3, p.359-367, 2001.

NANNI, A. **FRP reinforcement for bridge structures**. In: Proceedings, Structural Engineering Conference, 2000, Lawrence, Kansas.

NEUBAUER, U.; ROSTASY, F.S. **Design Aspects of Concrete Structures Strengthened with Externally Bonded CFRP Plates** In: Concrete and Composites, Proc. Int. Conf. on Structural Faults and Repair, 7., 1997, Edinburgh, Scotland. ECS Pub, Vol. 2, pp. 109-1 18.

NORDIN, H. **Fibre reinforced polymers in civil engineering**. Lulea, Sweden, 2003. 143 f. Licentiate Thesis (Structural Engineering), Lulea University of Tecnology.

OKEIL, A. M.; SHAHAWY, M. **Flexural reliability of RC bridge girders strengthened with CFRP laminates**. Miami, 2001. Department of Civil and Environmental Engineering at the University of Central Florida.

OJHA, A. **The execution of carbon fibre reinforced polymer strengthening work**. Lulea, Sweden, 2001. 87 f. Master's Thesis (Structural Engineering), Lulea University of Tecnology.

RIPPER, T.; SCHERER, J. **Avaliação do desempenho de plásticos armados com folhas unidirecionais de fibras de carbono como elemento de reforço de vigas de betão armado**. In: IBRACON, 1999.

ROLO, P. B.; SILVA, P. C.; JUVANDES, L.F.P. **Lei constitutiva da interface Betão/Sistema compósito: uma revisão crítica**. In: FEUP, 2000, Porto.

ROSTÁSY, F. S.; HÖLZENKAMPFER, P.; HANKERS, C. H. **Geklebte Bewehrung für die Verstärkung von Betonbauteilen**. Betonkalender, 1999.

SÁNCHEZ, E. **Notas Sobre o Reforço Estrutural com Chapas de Fibras de Carbono**, Engenharia Estudo e Pesquisa; Rio de Janeiro, 2001.v.4, n.1, p.67-73.

SOUZA, V. C. M.; RIPPER, T. **Patologia, Recuperação e Reforço de Estruturas de Concreto**. São Paulo: Pini, 1998.

SIKA, **SIKA CARBODUR**; [www.sika.gr/PDF/Carbodur-1.pdf](http://www.sika.gr/PDF/Carbodur-1.pdf)

STARNES, M. ; DUTHINH, D. **Strength and ductility of concrete beams reinforced with carbon FRP and steel**. National Institute of Standards and Technology, U. S. Department of Commerce, Gaithersburg, 2001.

TÄLJSTEN, B. **FRP Strengthening of concrete structures – Design guidelines in Sweden**. In: ASCE Engineering Mechanics Conference, 15., 2002, New York, Columbia University.

TÄLJSTEN, B. **Strengthening of existing concrete structures with externally bonded fibre reinforced polymers - design and execution**. Lulea, 2003. Technical report, Division of Structural Engineering, Lulea University of Technology.

TRIANAFILLOU, T. **Shear Strengthening of Reinforced Concrete Beams Using Epoxy-Bonded FRP Composites**. ACI Structural Journal; v.95, n.2, p.107-115, 1998.

## **ANEXOS**

### **ANEXO 1 - FOTOS DO ESTUDO EXPERIMENTAL**

Foto 1 - Sanduíche da Lâmina de CFRP



Foto 2 - Braçadeira Metálica

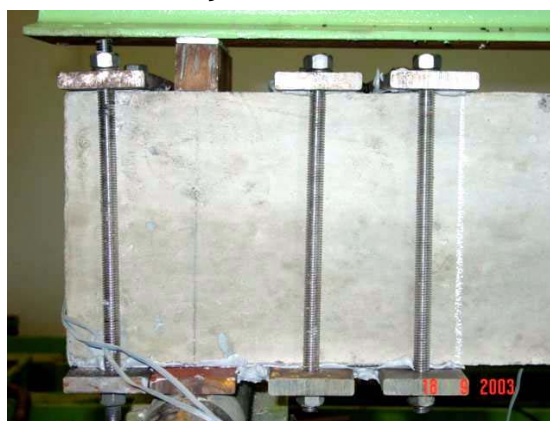


Foto 3 - Lâmina CFRP Sika Carbodur



Foto 4- Vigas Curando

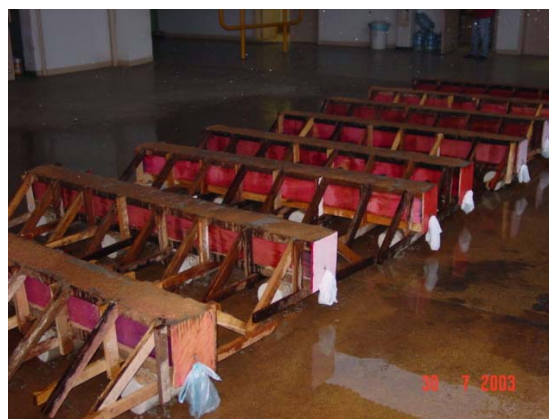


Foto 5- Sistema de aplicação de cargas



Foto 6- Sistema de protensão





Foto 7 - Fissura injetada



Foto 8 - Instrumentação de leitura



Foto 9 - Ancoragem final



Foto 10 - Laboratório de Concreto



Foto 11 - Fissuração da viga V1



Foto - Viga 12



Foto 13 - Viga 1



Foto 14 - Injetando V2



Foto 15 - Ruptura V2



Foto 16 - Fibra após a ruptura



Foto 17 - Protensão



Foto 18 - Ligação CFRP- Macaco



## **ANEXO 2 - ENSAIOS DO AÇO**

TABELA 1- RESUMO DOS DADOS OBTIDOS NOS ENSAIOS À TRAÇÃO DAS BARRAS DE AÇO.

Corpo de Prova	Tipo de aço	Diâmetro (mm)	Área Calculada (mm <sup>2</sup> )	Carga (KN)		Tensão (MPa)		Módulo de Elasticidade (Gpa)
				Escoam.	Ruptura	Escoam.	Ruptura	
CP- 1	CA-60	4.2	12.57	13.09	13.70	1042	1090	210.1
CP- 2	CA-50	6.3	31.12	20.10	24.89	646	800	210.6
CP- 3	CA-50	6.3	31.13	20.88	25.77	671	828	210.5
CP- 4	CA-50	6.3	31.14	20.99	26.00	674	835	209.2

### **ANEXO 3 - ENSAIOS DOS CORPOS DE PROVA**

**Seção de Serviços Especializados e Instrumentação de Concreto - SSEIC-SOCC.DT**  
**Controle Estatístico do Concreto**

[illegible]

## **ANEXO 4 - PROCESSO DE PULTRUSÃO**



## ANEXO 4 - PROCESSO DE FABRICAÇÃO POR PULTRUSÃO

Inicialmente, a fibra de carbono encontra-se armazenada em uma série de carretéis (foto 1), e a seguir é desenrolada e esticada através de uma tela espacial (foto 2). O passo seguinte é o banho de resina passando por roletes removedores do excesso (foto 3). Logo após as fibras passam por uma laminadora (foto 4) e então, vão para a cura. A cura acontece a 750° centígrados e o resfriamento acontece através de banhos em uma cabine de menor temperatura. Tanto na cura quanto no resfriamento o laminado passa através de “puxadores” (fotos 5 e 6), entre roletes (foto 7) e finalmente, vai para a embalagem em rolos ou carretéis, ou ainda é cortado e embalado apropriadamente de outra forma (foto 8). Várias formas podem ser manufaturadas como mostrado na foto 9.

1)



2)



3)



4)





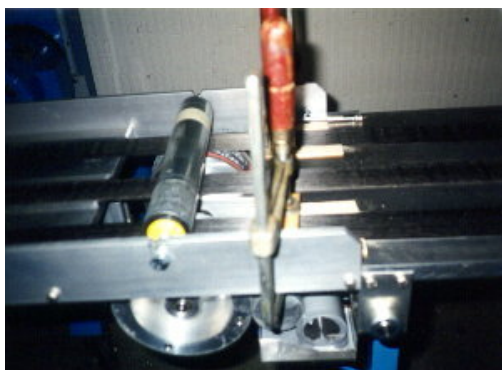
5)



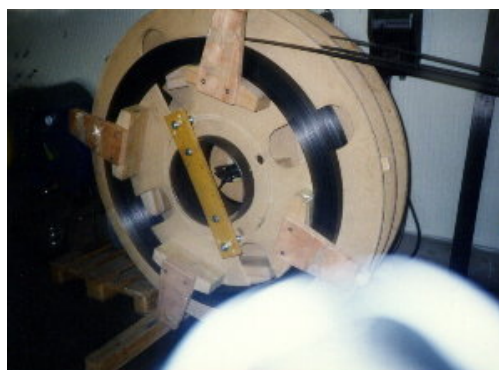
6)



7)



8)



9)



## **ANEXO 5 - PROCEDIMENTOS DE EXECUÇÃO**

1) Lixamento Mecânico.



2) Furação para fixação da base.



3) Limpeza com aspirador.



4) Fixação da base para protensão.



4) Instalação de um nível à laser



5) Alçando a unidade de protensão.



6) Posicionando a lâmina de CFRP



7) Tensionando a lâmina.

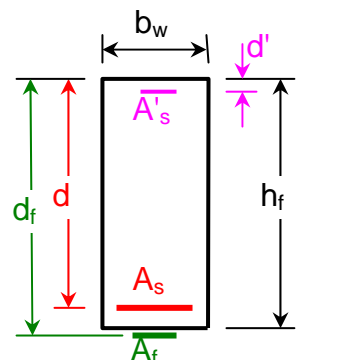


**ANEXO 6 - RESISTÊNCIAS TEÓRICAS CALCULADAS PELO  
PROGRAMA VRFC**

# Flexão Simples - Reforço com CFRP pre-tensionado

## VIGA 1- LÂMINA 25mm PRE-ALONGAMENTO 0.2%

Aço			Fibra de Carbono			Concreto	
$E_s$	$f_{yk}$	$\gamma_s$	$E_f$	$f_{fk}$	$\gamma_f$	$f_{ck}$	$\gamma_c$
GPa	MPa		GPa	MPa		MPa	
210	664	1,00	156	3000	1,00	34,6	1,00



Posições			Armadura			Dimensões		Def. Iniciais	
$d'$	$d$	$d_f$	$A'_s$	$A_s$	$A_f$	$b_w$	$h$	$\Delta\epsilon_{ct}$	$\Delta\epsilon_{fi}$
cm	cm	cm	cm <sup>2</sup>	cm <sup>2</sup>	cm <sup>2</sup>	cm	cm	‰	‰
2,34	17,55	20,06	0,28	0,62	0,30	12,00	20,00	0,000	2,000

$\beta_x$	$\beta_y$	$\beta_z$	$\beta_c$	$\beta_s$	$\beta'_s$	$\beta_f$
0,204	0,163	0,919	0,127	1,000	0,279	0,717

Dom. 2

$f_{yd}$	$f_{fd}$	$f_{cd}$
MPa	MPa	MPa
664,0	3000,0	34,6

$\beta_x$	$K(\beta_x)$	$K(\beta'_s)$	$K(\beta_f)$
0,2035	11,969	0,4444	2,1741

$\beta_{s,calc}$	$\beta_{s,tab}$	$\Delta$
1,000	1,000	0%

Dom. 2

$R_{cd}$	$R'_{sd}$	$R_{sd}$	$R_{fd}$	$N_{Rd}$	$M_{Rd}$
kN	kN	kN	kN	kN	kNm
-101	-5	41	65	0	18,656

Dom. 2

P (ensaio)
5596,9 kgf

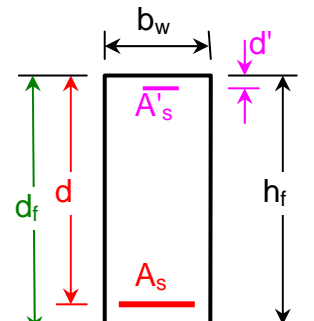
x	y	z	$\epsilon_c$	$\epsilon_s$	$\epsilon'_s$	$\epsilon_{f,dom}$	$\Delta\epsilon_{ct}$	$\Delta\epsilon_{fi}$	$\epsilon_f$	$\epsilon_{f,lim}$
cm	cm	cm	‰	‰	‰	‰	‰	‰	‰	‰
3,57	2,86	16,12	2,555	10,000	0,881	11,796	0,000	2,000	13,796	19,231
				$\sigma_s$	$\sigma'_s$				$\sigma_f$	
				MPa	MPa				MPa	
				664,0	185,0				2152,1	

Dom. 2

## Flexão Simples - Reforço com CFRP pré-tensionado

**VIGA 2- LÂMINA 25mm PRÉ-ALONG. 0.5% DEF.IN. 0.3%**

Aço			Fibra de Carbono			Concreto	
$E_s$	$f_{yk}$	$\gamma_s$	$E_f$	$f_{fk}$	$\gamma_f$	$f_{ck}$	$\gamma_c$
GPa	MPa		GPa	MPa		MPa	
210	664	1,00	156	3000	1,00	34,5	1,00



Posições			Armadura			Dimensões		Def. Iniciais	
$d'$	$d$	$d_f$	$A'_s$	$A_s$	$A_f$	$b_w$	$h$	$\Delta\epsilon_{ct}$	$\Delta\epsilon_{fi}$
cm	cm	cm	cm <sup>2</sup>	cm <sup>2</sup>	cm <sup>2</sup>	cm	cm	‰	‰
2,34	17,55	20,06	0,28	0,62	0,30	12,00	20,00	3,000	5,000

$\beta_x$	$\beta_y$	$\beta_z$	$\beta_c$	$\beta_s$	$\beta'_s$	$\beta_f$
0,204	0,163	0,918	0,127	1,000	0,281	0,717

Dom.  
2

$f_{yd}$	$f_{fd}$	$f_{cd}$
MPa	MPa	MPa
664,0	3000,0	34,5

➔

$\beta_x$	$K(\beta_x)$	$K(\beta'_s)$	$K(\beta_f)$
0,204	11,935	0,4444	2,1741

$\beta_{s,calc}$	$\beta_{s,tab}$	$\Delta$
1,000	1,000	0%

Dom.  
2

$R_{cd}$	$R'_{sd}$	$R_{sd}$	$R_{fd}$	$N_{Rd}$	$M_{Rd}$
kN	kN	kN	kN	kN	kNm
-101	-5	41	65	0	18,652

Dom.  
2

P	(ensaio)
5595,8	kgf

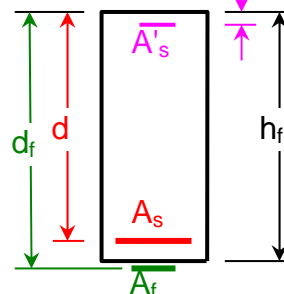
x	y	z	$\epsilon_c$	$\epsilon_s$	$\epsilon'_s$	$\epsilon_{f,dom}$	$\Delta\epsilon_{ct}$	$\Delta\epsilon_{fi}$	$\epsilon_f$	$\epsilon_{f,lim}$
cm	cm	cm	‰	‰	‰	‰	‰	‰	‰	‰
3,58	2,86	16,12	2,563	10,000	0,888	11,797	-3,000	5,000	13,797	19,231
			$\sigma_s$		$\sigma'_s$					$\sigma_f$
			MPa		MPa					MPa
			664,0		186,4					2152,3

Dom.  
2

# Flexão Simples - Reforço com CFRP pré-tensionado

## VIGA 3- LÂMINA 25mm PRÉ-ALONGAMENTO 0,5%

Aço			Fibra de Carbono			Concreto	
$E_s$	$f_{yk}$	$\gamma_s$	$E_f$	$f_{fk}$	$\gamma_f$	$f_{ck}$	$\gamma_c$
GPa	MPa		GPa	MPa		MPa	
210	664	1,00	156	3000	1,00	38,2	1,00



Posições			Armadura			Dimensões		Def. Iniciais	
$d'$	$d$	$d_f$	$A'_s$	$A_s$	$A_f$	$b_w$	$h$	$\Delta\epsilon_{ct}$	$\Delta\epsilon_{fi}$
cm	cm	cm	cm <sup>2</sup>	cm <sup>2</sup>	cm <sup>2</sup>	cm	cm	‰	‰
2,34	17,55	20,06	0,28	0,62	0,30	12,00	20,00	0,000	5,000

$\beta_x$	$\beta_y$	$\beta_z$	$\beta_c$	$\beta_s$	$\beta'_s$	$\beta_f$
0,209	0,167	0,916	0,130	1,000	0,303	0,874

Dom.  
2

$f_{yd}$	$f_{fd}$	$f_{cd}$
MPa	MPa	MPa
664,0	3000,0	38,2

$\beta_x$	$K(\beta_x)$	$K(\beta'_s)$	$K(\beta_f)$
0,209	13,215	0,4444	2,1741

$\beta_{s,calc}$	$\beta_{s,tab}$	$\Delta$
0,996	1,000	0%

Dom.  
2

$R_{cd}$	$R'_{sd}$	$R_{sd}$	$R_{fd}$	$N_{Rd}$	$M_{Rd}$
kN	kN	kN	kN	kN	kNm
-114	-6	41	79	0	21,221

Dom.  
2

$P$	(ensaio)
6366,4	kgf

$x$	$y$	$z$	$\epsilon_c$	$\epsilon_s$	$\epsilon'_s$	$\epsilon_{f,dom}$	$\Delta\epsilon_{ct}$	$\Delta\epsilon_{fi}$	$\epsilon_f$	$\epsilon_{f,lim}$
cm	cm	cm	‰	‰	‰	‰	‰	‰	‰	‰
3,67	2,93	16,08	2,642	10,000	0,957	11,808	0,000	5,000	16,808	19,231
			$\sigma_s$	$\sigma'_s$				$\sigma_f$		
			MPa	MPa				MPa		
			664,0	200,9				2622,1		

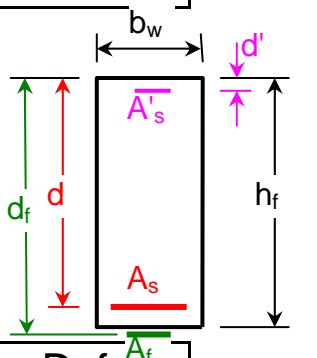
Dom.  
2



# Flexão Simples - Reforço com CFRP pré-tensionado

## VIGA 4- LÂMINA 25mm SEM PRÉ-ALONGAMENTO

Aço			Fibra de Carbono			Concreto	
$E_s$	$f_{yk}$	$\gamma_s$	$E_f$	$f_{fk}$	$\gamma_f$	$f_{ck}$	$\gamma_c$
GPa	MPa		GPa	MPa		MPa	
210	664	1,00	156	3000	1,00	33,9	1,00



Posições			Armadura			Dimensões		Def. Iniciais	
$d'$	$d$	$d_f$	$A'_s$	$A_s$	$A_f$	$b_w$	$h$	$\Delta\epsilon_{ct}$	$\Delta\epsilon_{fi}$
cm	cm	cm	cm <sup>2</sup>	cm <sup>2</sup>	cm <sup>2</sup>	cm	cm	‰	‰
2,34	17,55	20,06	0,28	0,62	0,30	12,00	20,00	0,000	0,000

$\beta_x$	$\beta_y$	$\beta_z$	$\beta_c$	$\beta_s$	$\beta'_s$	$\beta_f$
0,190	0,152	0,924	0,119	1,000	0,221	0,612

Dom.  
2

$f_{yd}$	$f_{fd}$	$f_{cd}$
MPa	MPa	MPa
664,0	3000,0	33,9

$\beta_x$	$K(\beta_x)$	$K(\beta'_s)$	$K(\beta_f)$
0,19	11,727	0,4444	2,1741

$\beta_{s,calc}$	$\beta_{s,tab}$	$\Delta$
0,996	1,000	0%

Dom.  
2

$R_{cd}$	$R'_{sd}$	$R_{sd}$	$R_{fd}$	$N_{Rd}$	$M_{Rd}$
kN	kN	kN	kN	kN	kNm
-92	-4	41	55	0	16,970

Dom.  
2

P	(ensaio)
5091,2	kgf

x	y	z	$\epsilon_c$	$\epsilon_s$	$\epsilon'_s$	$\epsilon_{f,dom}$	$\Delta\epsilon_{ct}$	$\Delta\epsilon_{fi}$	$\epsilon_f$	$\epsilon_{f,lim}$
cm	cm	cm	‰	‰	‰	‰	‰	‰	‰	‰
3,33	2,67	16,22	2,346	10,000	0,700	11,766	0,000	0,000	11,766	19,231
			$\sigma_s$		$\sigma'_s$				$\sigma_f$	
			MPa		MPa				MPa	
			664,0		146,9				1835,4	

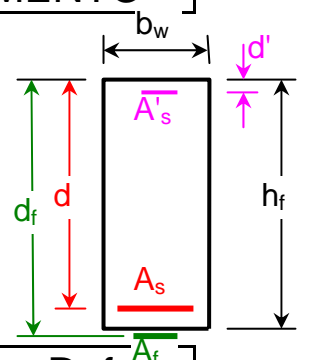
Dom.  
2



# Flexão Simples - Reforço com CFRP pré-tensionado

## VIGA 5 - LÂMINA 50 mm SEM PRÉ-ALONGAMENTO

Aço			Fibra de Carbono			Concreto	
$E_s$	$f_{yk}$	$\gamma_s$	$E_f$	$f_{fk}$	$\gamma_f$	$f_{ck}$	$\gamma_c$
GPa	MPa		GPa	MPa		MPa	
210	500	1,00	156	3000	1,00	38,3	1,00



Posições			Armadura			Dimensões		Def. Iniciais	
$d'$	$d$	$d_f$	$A'_s$	$A_s$	$A_f$	$b_w$	$h$	$\Delta\epsilon_{ct}$	$\Delta\epsilon_{fi}$
cm	cm	cm	cm <sup>2</sup>	cm <sup>2</sup>	cm <sup>2</sup>	cm	cm	‰	‰
2,34	17,55	20,06	0,28	0,62	0,60	12,00	20,00	0,000	0,000

$\beta_x$	$\beta_y$	$\beta_z$	$\beta_c$	$\beta_s$	$\beta'_s$	$\beta_f$
0,244	0,195	0,902	0,150	1,000	0,616	0,618

Dom.  
2

$f_{yd}$	$f_{fd}$	$f_{cd}$
MPa	MPa	MPa
500,0	3000,0	38,3



$\beta_x$	$K(\beta_x)$	$K(\beta'_s)$	$K(\beta_f)$
0,2442	17,595	0,4444	5,7743

$\beta_{s,calc}$	$\beta_{s,tab}$	$\Delta$
1,000	1,000	0%

Dom.  
2

$R_{cd}$	$R'_{sd}$	$R_{sd}$	$R_{fd}$	$N_{Rd}$	$M_{Rd}$
kN	kN	kN	kN	kN	kNm
-134	-9	31	111	0	25,303

Dom.  
2

P (ensaio)	
7591	kgf

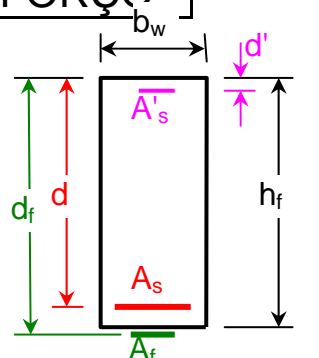
x	y	z	$\epsilon_c$	$\epsilon_s$	$\epsilon'_s$	$\epsilon_{f,dom}$	$\Delta\epsilon_{ct}$	$\Delta\epsilon_{fi}$	$\epsilon_f$	$\epsilon_{f,lim}$
cm	cm	cm	‰	‰	‰	‰	‰	‰	‰	‰
4,29	3,43	15,84	3,231	10,000	1,467	11,892	0,000	0,000	11,892	19,231
					$\sigma_s$	$\sigma'_s$			$\sigma_f$	
					MPa	MPa			MPa	
					500,0	308,0			1855,2	

Dom.  
2

# Flexão Simples - Reforço com CFRP pré-tensionado

## VIGA 6=VR - VIGA DE REFERÊNCIA SEM REFORÇO

Aço			Fibra de Carbono			Concreto	
$E_s$	$f_{yk}$	$\gamma_s$	$E_f$	$f_{fk}$	$\gamma_f$	$f_{ck}$	$\gamma_c$
GPa	MPa		GPa	MPa		MPa	
210	664	1,00	156	3000	1,00	36,1	1,00



Posições			Armadura			Dimensões		Def. Iniciais	
$d'$	$d$	$d_f$	$A'_s$	$A_s$	$A_f$	$b_w$	$h$	$\Delta\epsilon_{ct}$	$\Delta\epsilon_{fi}$
cm	cm	cm	cm <sup>2</sup>	cm <sup>2</sup>	cm <sup>2</sup>	cm	cm	%o	%o
2,34	17,55	20,06	0,28	0,62	0,00	12,00	20,00	0,000	0,000

$\beta_x$	$\beta_y$	$\beta_z$	$\beta_c$	$\beta_s$	$\beta'_s$	$\beta_f$
0,086	0,069	0,966	0,056	1,000	-0,164	0,601

Dom. 2

$f_{yd}$	$f_{fd}$	$f_{cd}$
MPa	MPa	MPa
664,0	3000,0	36,1

$\beta_x$	$K(\beta_x)$	$K(\beta'_s)$	$K(\beta_f)$
0,086	12,488	0,4444	0

$\beta_{s,calc}$	$\beta_{s,tab}$	$\Delta$
1,001	1,000	0%

Dom. 2

$R_{cd}$	$R'_{sd}$	$R_{sd}$	$R_{fd}$	$N_{Rd}$	$M_{Rd}$
kN	kN	kN	kN	kN	kNm
-44	3	41	0	0	7,072

Dom. 2

P	(ensaio)
2121,7	kgf

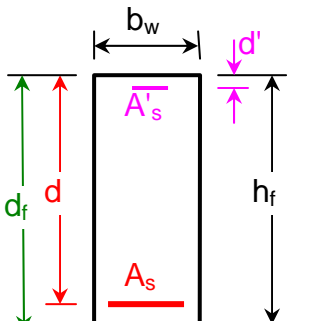
$x$	$y$	$z$	$\epsilon_c$	$\epsilon_s$	$\epsilon'_s$	$\epsilon_{f,dom}$	$\Delta\epsilon_{ct}$	$\Delta\epsilon_{fi}$	$\epsilon_f$	$\epsilon_{f,lim}$
cm	cm	cm	%o	%o	%o	%o	%o	%o	%o	%o
1,51	1,21	16,95	0,941	10,000	-0,518	11,565	0,000	0,000	11,565	19,231
				$\sigma_s$	$\sigma'_s$				$\sigma_f$	
				MPa	MPa				MPa	
				664,0	-108,8				1804,1	

Dom. 2

# Flexão Simples - Reforço com CFRP pré-tensionado

## VIGA 7 - LÂMINA 25 mm PRÉ-ALONGAMENTO 0.7%

Aço			Fibra de Carbono			Concreto	
$E_s$	$f_{yk}$	$\gamma_s$	$E_f$	$f_{fk}$	$\gamma_f$	$f_{ck}$	$\gamma_c$
GPa	MPa		GPa	MPa		MPa	
210	664	1,00	156	3000	1,00	39,5	1,00



Posições			Armadura			Dimensões		Def. Iniciais	
$d'$	$d$	$d_f$	$A'_s$	$A_s$	$A_f$	$b_w$	$h$	$\Delta\epsilon_{ct}$	$\Delta\epsilon_{fi}$
cm	cm	cm	cm <sup>2</sup>	cm <sup>2</sup>	cm <sup>2</sup>	cm	cm	‰	‰
2,34	17,55	20,06	0,28	0,62	0,30	12,00	20,00	0,000	7,000

$\beta_x$	$\beta_y$	$\beta_z$	$\beta_c$	$\beta_s$	$\beta'_s$	$\beta_f$	$f_{yd}$	$f_{fd}$	$f_{cd}$
0,218	0,174	0,913	0,135	1,000	0,342	0,979	MPa	MPa	MPa
							664,0	3000,0	39,5

Dom.  
2

➔

$\beta_x$	$K(\beta_x)$	$K(\beta'_s)$	$K(\beta_f)$
0,218	13,665	0,4444	2,1741

$\beta_{s,calc}$	$\beta_{s,tab}$	$\Delta$
1,002	1,000	0%

Dom.  
2

$R_{cd}$	$R'_{sd}$	$R_{sd}$	$R_{fd}$	$N_{Rd}$	$M_{Rd}$
kN	kN	kN	kN	kN	kNm
-123	-6	41	88	0	22,917

Dom.  
2

P (ensaio)	
6875,3	kgf

x	y	z	$\epsilon_c$	$\epsilon_s$	$\epsilon'_s$	$\epsilon_{f,dom}$	$\Delta\epsilon_{ct}$	$\Delta\epsilon_{fi}$	$\epsilon_f$	$\epsilon_{f,lim}$
cm	cm	cm	‰	‰	‰	‰	‰	‰	‰	‰
3,83	3,06	16,02	2,788	10,000	1,083	11,829	0,000	7,000	18,829	19,231

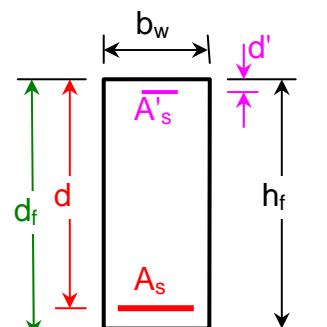
$\sigma_s$	$\sigma'_s$	$\sigma_f$
MPa	MPa	MPa
664,0	227,4	2937,3

Dom.  
2

# Flexão Simples - Reforço com CFRP pré-tensionado

VIGA 8 - LÂMINA 25 mm PRÉ-ALONG. 0.7% DEF. IN.  
1.5%

Aço			Fibra de Carbono			Concreto	
$E_s$	$f_{yk}$	$\gamma_s$	$E_f$	$f_{fk}$	$\gamma_f$	$f_{ck}$	$\gamma_c$
GPa	MPa		GPa	MPa		MPa	
210	664	1,00	156	3000	1,00	38,9	1,00



Posições			Armadura			Dimensões		Def. Iniciais	
$d'$	$d$	$d_f$	$A'_s$	$A_s$	$A_f$	$b_w$	$h$	$\Delta\epsilon_{ct}$	$\Delta\epsilon_{fi}$
cm	cm	cm	cm <sup>2</sup>	cm <sup>2</sup>	cm <sup>2</sup>	cm	cm	‰	‰
2,34	17,55	20,06	0,28	0,62	0,30	12,00	20,00	1,500	7,000

$\beta_x$	$\beta_y$	$\beta_z$	$\beta_c$	$\beta_s$	$\beta'_s$	$\beta_f$
0,210	0,168	0,916	0,131	1,000	0,305	0,900

Dom.  
2

$f_{yd}$	$f_{fd}$	$f_{cd}$
MPa	MPa	MPa
664,0	3000,0	38,9

→

$\beta_x$	$K(\beta_x)$	$K(\beta'_s)$	$K(\beta_f)$
0,2095	13,457	0,4444	2,1741

$\beta_{s,calc}$	$\beta_{s,tab}$	$\Delta$
0,998	1,000	0%

Dom.  
2

$R_{cd}$	$R'_{sd}$	$R_{sd}$	$R_{fd}$	$N_{Rd}$	$M_{Rd}$
kN	kN	kN	kN	kN	kNm
-117	-6	41	81	0	21,659

Dom.  
2

P (ensaio)
6497,7 kgf

x	y	z	$\epsilon_c$	$\epsilon_s$	$\epsilon'_s$	$\epsilon_{f,dom}$	$\Delta\epsilon_{ct}$	$\Delta\epsilon_{fi}$	$\epsilon_f$	$\epsilon_{f,lim}$
cm	cm	cm	‰	‰	‰	‰	‰	‰	‰	‰
3,68	2,94	16,08	2,650	10,000	0,964	11,809	-1,500	7,000	17,309	19,231
			$\sigma_s$		$\sigma'_s$				$\sigma_f$	
			MPa		MPa				MPa	
			664,0		202,3				2700,2	

Dom.  
2

**ANEXO 7 - COMPRIMENTO DE ANCORAGEM**

Cálculo do Comprimento de Ancoragem ( $l_{máx}$ ) para o reforço com Lâminas de CFRP do estudo experimental:

$$l_{máx} = 0,7 \sqrt{\frac{Et}{f_t}}$$

Onde,  $f_t$  é a resistência característica à tração do concreto:

$$f_t = 0,18 \sqrt[3]{f_{ck}^2}$$

$$f_t = 0,18 \sqrt[3]{28^2}$$

$$f_t = 1,66 MPa$$

$E$  é o módulo de elasticidade da lâmina e  $t$  é a espessura:

$$E = 156000 MPa$$

$$t = 1,2 mm$$

Substituindo-se os valores na fórmula de NEUBAUER; ROSTASY (1997), temos:

$$l_{máx} = 0,7 \sqrt{\frac{156000 \cdot 1,2}{1,66}}$$

$$l_{máx} = 235 mm$$